This is a digital copy of a book that was preserved for generations on library shelves before it was carefully scanned by Google as part of a project to make the world's books discoverable online.

It has survived long enough for the copyright to expire and the book to enter the public domain. A public domain book is one that was never subject to copyright or whose legal copyright term has expired. Whether a book is in the public domain may vary country to country. Public domain books are our gateways to the past, representing a wealth of history, culture and knowledge that's often difficult to discover.

Marks, notations and other marginalia present in the original volume will appear in this file - a reminder of this book's long journey from the publisher to a library and finally to you.

Usage guidelines

Google is proud to partner with libraries to digitize public domain materials and make them widely accessible. Public domain books belong to the public and we are merely their custodians. Nevertheless, this work is expensive, so in order to keep providing this resource, we have taken steps to prevent abuse by commercial parties, including placing technical restrictions on automated querying.

We also ask that you:

+ *Make non-commercial use of the files* We designed Google Book Search for use by individuals, and we request that you use these files for personal, non-commercial purposes.

+ *Refrain from automated querying* Do not send automated queries of any sort to Google's system: If you are conducting research on machine translation, optical character recognition or other areas where access to a large amount of text is helpful, please contact us. We encourage the use of public domain materials for these purposes and may be able to help.

+ *Maintain attribution* The Google "watermark" you see on each file is essential for informing people about this project and helping them find additional materials through Google Book Search. Please do not remove it.

+ *Keep it legal* Whatever your use, remember that you are responsible for ensuring that what you are doing is legal. Do not assume that just because we believe a book is in the public domain for users in the United States, that the work is also in the public domain for users in other countries. Whether a book is still in copyright varies from country to country, and we can't offer guidance on whether any specific use of any specific book is allowed. Please do not assume that a book's appearance in Google Book Search means it can be used in any manner anywhere in the world. Copyright infringement liability can be quite severe.

About Google Book Search

Google's mission is to organize the world's information and to make it universally accessible and useful. Google Book Search helps readers discover the world's books while helping authors and publishers reach new audiences. You can search through the full text of this book on the web at `http://books.google.com/`

Über dieses Buch

Dies ist ein digitales Exemplar eines Buches, das seit Generationen in den Regalen der Bibliotheken aufbewahrt wurde, bevor es von Google im Rahmen eines Projekts, mit dem die Bücher dieser Welt online verfügbar gemacht werden sollen, sorgfältig gescannt wurde.

Das Buch hat das Urheberrecht überdauert und kann nun öffentlich zugänglich gemacht werden. Ein öffentlich zugängliches Buch ist ein Buch, das niemals Urheberrechten unterlag oder bei dem die Schutzfrist des Urheberrechts abgelaufen ist. Ob ein Buch öffentlich zugänglich ist, kann von Land zu Land unterschiedlich sein. Öffentlich zugängliche Bücher sind unser Tor zur Vergangenheit und stellen ein geschichtliches, kulturelles und wissenschaftliches Vermögen dar, das häufig nur schwierig zu entdecken ist.

Gebrauchsspuren, Anmerkungen und andere Randbemerkungen, die im Originalband enthalten sind, finden sich auch in dieser Datei – eine Erinnerung an die lange Reise, die das Buch vom Verleger zu einer Bibliothek und weiter zu Ihnen hinter sich gebracht hat.

Nutzungsrichtlinien

Google ist stolz, mit Bibliotheken in partnerschaftlicher Zusammenarbeit öffentlich zugängliches Material zu digitalisieren und einer breiten Masse zugänglich zu machen. Öffentlich zugängliche Bücher gehören der Öffentlichkeit, und wir sind nur ihre Hüter. Nichtsdestotrotz ist diese Arbeit kostspielig. Um diese Ressource weiterhin zur Verfügung stellen zu können, haben wir Schritte unternommen, um den Missbrauch durch kommerzielle Parteien zu verhindern. Dazu gehören technische Einschränkungen für automatisierte Abfragen.

Wir bitten Sie um Einhaltung folgender Richtlinien:

+ *Nutzung der Dateien zu nichtkommerziellen Zwecken* Wir haben Google Buchsuche für Endanwender konzipiert und möchten, dass Sie diese Dateien nur für persönliche, nichtkommerzielle Zwecke verwenden.

+ *Keine automatisierten Abfragen* Senden Sie keine automatisierten Abfragen irgendwelcher Art an das Google-System. Wenn Sie Recherchen über maschinelle Übersetzung, optische Zeichenerkennung oder andere Bereiche durchführen, in denen der Zugang zu Text in großen Mengen nützlich ist, wenden Sie sich bitte an uns. Wir fördern die Nutzung des öffentlich zugänglichen Materials für diese Zwecke und können Ihnen unter Umständen helfen.

+ *Beibehaltung von Google-Markenelementen* Das "Wasserzeichen" von Google, das Sie in jeder Datei finden, ist wichtig zur Information über dieses Projekt und hilft den Anwendern weiteres Material über Google Buchsuche zu finden. Bitte entfernen Sie das Wasserzeichen nicht.

+ *Bewegen Sie sich innerhalb der Legalität* Unabhängig von Ihrem Verwendungszweck müssen Sie sich Ihrer Verantwortung bewusst sein, sicherzustellen, dass Ihre Nutzung legal ist. Gehen Sie nicht davon aus, dass ein Buch, das nach unserem Dafürhalten für Nutzer in den USA öffentlich zugänglich ist, auch für Nutzer in anderen Ländern öffentlich zugänglich ist. Ob ein Buch noch dem Urheberrecht unterliegt, ist von Land zu Land verschieden. Wir können keine Beratung leisten, ob eine bestimmte Nutzung eines bestimmten Buches gesetzlich zulässig ist. Gehen Sie nicht davon aus, dass das Erscheinen eines Buchs in Google Buchsuche bedeutet, dass es in jeder Form und überall auf der Welt verwendet werden kann. Eine Urheberrechtsverletzung kann schwerwiegende Folgen haben.

Über Google Buchsuche

Das Ziel von Google besteht darin, die weltweiten Informationen zu organisieren und allgemein nutzbar und zugänglich zu machen. Google Buchsuche hilft Lesern dabei, die Bücher dieser Welt zu entdecken, und unterstützt Autoren und Verleger dabei, neue Zielgruppen zu erreichen. Den gesamten Buchtext können Sie im Internet unter `http://books.google.com` durchsuchen.

The Hopkins Library
presented to the
Leland Stanford Junior University
by Timothy Hopkins.

The Hopkins Library
presented to the
Leland Stanford Junior University
by Timothy Hopkins.

THEORIE UND PRAXIS

DES

EISENBAHNGLEISES.

Von

Ingenieur **Alois Ṣtaně,**

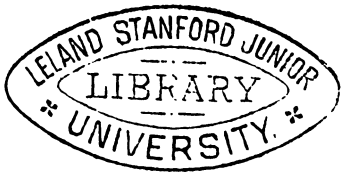
General-Directionsrath der k. k. österr. Staatsbahnen in Wien.

Mit 18 Tafeln und 16 Textfiguren.

Wien und Leipzig.

Verlag von J. L. Pollak's Buchhandlung.

1892.



H. 4179.

Alle Rechte vorbehalten.

K. und k. Hofbuchdruckerei Karl Prochaska in Teschen.

Berichtigungen.

Seite 16 unter dem Strich: Hinter Radinger ist „Ueber Dampfmaschinen mit hoher Kolbengeschwindigkeit 1892“ hinzuzufügen.

Seite 23, Zeile 1 von oben unter dem Strich:

$$0{\cdot}25\ P\sqrt[4]{\frac{4EJl}{C}} \text{ statt } 0{\cdot}25\ P\sqrt[4]{\frac{4EJl}{c}}$$

Seite 25, Zeile 8 von unten: $0{\cdot}0151\ \frac{Pl'^3}{\varepsilon T}$ statt $0{\cdot}0151\ \frac{l'^3}{\varepsilon T}$

Seite 37, Zeile 7 von oben: $\mathfrak{H} = h$ statt $H = h$

Seite 64, Zeile 17 von oben: $(K = K_1)$ statt $(K = Ke)$

Seite 98, Zeile 17 von unten: Außer statt Außen

Seite 152, Zeile 17 von oben: 1882 statt 1892.

E. STECHERT

nach der auf Grund langjähriger Erfahrung gewonnenen Anschauung des Verfassers, in den Bedürfnissen der Praxis gelegen ist.

In diesem Sinne soll die vorliegende Schrift für den praktischen Eisenbahn-Ingenieur als Orientierungsbehelf dienen, um denselben über das Wissenswerte und den Stand der immerhin noch als offen zu betrachtenden Oberbaufrage in übersichtlicher Weise informieren zu helfen.

Hiebei wurde jedoch von der Behandlung des „eisernen Oberbaues“ abgesehen, wofür dem Verfasser der Umstand maßgebend zu sein schien, dass dieser Oberbau, so verschiedenartig und zahlreich die Vorschläge zu dessen Ausführung auch sein mögen, doch nur erst im Versuchsstadium sich befindet und dem Verfasser ferne lag, gewisse Grenzen der sich gestellten Aufgabe zu überschreiten.

Wien, im Jänner 1892.

Inhalt.

I. Abschnitt.

Ausbildung des Eisenbahngleises mit Rücksicht auf dessen Inanspruchnahme.

Einleitung 1

A. Geschichte der Ausbildung des Gleises 3

B. Inanspruchnahme des Gleises 12

1. Verticalkräfte

a) Größe derselben 15

b) Wirkung derselben 17

Druck auf die Schwellen und auf die Bettung 17

Beanspruchung der Schiene auf Bruchfestigkeit 19

Beanspruchung der Schiene auf Biegung 24

Weitere Einwirkungen der Verticalkräfte 26

Einfluss der Schienenlänge 27

2. Querkräfte

a) Größe derselben 30

b) Wirkung derselben 35

Verschiebung der Schienen auf den Schwellen 36

Umkanten der Schienen 37

Haltfestigkeit der Befestigungsmittel 39

Beanspruchung der Schiene auf Bruchfestigkeit 50

Beanspruchung der Schiene auf Biegung 52

Beanspruchung der Schiene auf Torsion 52

Verschiebung des ganzen Gleises 53

3. Längskräfte

a) Größe derselben 56

b) Wirkung derselben 57

Einfluss der durch Betriebslasten erzeugten Längskräfte . . 57

Einfluss der durch innere Spannungen erzeugten Längskräfte . 60

C. Die Schienenstoßverbindung 63

1. Einwirkung der Verticalkräfte 64

2. Einwirkung der Horizontal-, bez. Querkräfte 69

3. *Verbesserungen* der Construction der Stossverbindung 71

AV E. STECHERT

II. Abschnitt.

Bedingungen für die Widerstandsfähigkeit des Gleises und seiner Bestandtheile. 76

A. Schiene 77
1. Qualität des Schienenmateriales 77
2. Abnützung der Schienen 84
Abnützung durch mechanische Einwirkungen 84
Abnützung durch chemische Einwirkungen 91
3. Wert der Statistik für die Beurtheilung der Schienendauer 100
B. Schwellen 103
1. Qualität des Schwellenmateriales 104
2. Mittel zur Conservierung der Schwellen 106
3. Dienstdauer der Schwellen (mechanische und chemische Abnützung) . . 110
C. Befestigungsmittel 113
D. Das Gleis als Ganzes 118
1. Widerstand gegen die Betriebseinwirkungen 119
2. Praktische Versuche zur Bestimmung der Betriebseinwirkungen . . . 122
3. Schlussfolgerungen 128

III. Abschnitt.

Bestrebungen zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit des Gleises. 130

A. Ursachen 130
1. Verkehrsintensität 130
2. Geschwindigkeit 132
B. Angewendete Mittel 135
1. Verbesserung der Motoren 136
2. Verstärkung des Oberbaues 137
Belgien 137
Frankreich 139
Schweiz 146
Deutschland 148
Österreich-Ungarn 151
England 153
Amerika 160
Schlusswort 164

I. Abschnitt.

Ausbildung des Eisenbahngleises mit Rücksicht auf dessen Inanspruchnahme.

Einleitung.

Ähnlich, wie die Geschichte der Erfindung der stehenden Dampfmaschine mit der Aufstellung der Pumpmaschine zu Chace Water durch Watt 1782 abschließt, wurde mit dem 6. October 1829, als George Stephenson's „Rocket", die von dem Directorium der Liverpool-Manchester-Bahn aufgestellten Bedingungen übertreffend, siegreich aus dem auf der Ebene zu Rainhill stattgefundenen Wettbewerbe hervorgieng, der eigentliche Schöpfungsact des Eisenbahnwesens geschlossen.

Alles, was seither im Bereiche der Eisenbahntechnik geschehen ist, war Verbesserung und Vervollkommnung des bereits Vorhandenen, sowie Ausbildung von Ideen, die man eigentlich in der Gesammtheit der großen Stephenson'schen Schöpfung selbst findet, welche letztere schon in ihrer damaligen Gestalt geeignet war, die erste Etappe zur Entwicklung jenes gewaltigen Verkehrsnetzes zu bilden, das selbst jene unserer Zeitgenossen anstaunen, welche berufen waren, an dessen Ausbildung mit zu arbeiten und das sich binnen wenigen Jahrzehnten zum mächtigsten Culturhebel der Neuzeit gestaltete.

Mit 187 Kilometer Bahnlänge schloss das erste Jahr nach Eröffnung der ersten Locomotivbahn ab; 60 Jahre später (1889) belief sich das Bahnnetz bereits auf 590.000 Kilometer, für deren Betrieb über 50000 Locomotiven mit einer Leistung von rund 10 Millionen Pferdekräften in Benützung standen. Das Anlagecapital für dieses Schienennetz sammt Zugehör belief sich auf rund 128·5 Milliarden Mark.

In gleicher Weise, wie sich die Ausbreitung des neuen Verkehrsmittels ruhelos und immer eiligeren Schrittes vollzog, wurde man auch die Jagd nach Vervollkommnungen gewahr, welche den immer häufiger und immer größer werdenden Anforderungen an die Eisenbahnen Rechnung tragen sollten. Das sprechendste Zeugnis hiefür bietet die gewaltige Literatur des Eisenbahnwesens, welche bis jetzt weder erlahmt, noch von derjenigen eines anderen Zweiges unseres Culturlebens überholt worden ist.

Die großen Fortschritte auf dem Gebiete der Technik des Eisenbahnwesens finden schon darin eine in die Augen springende Bestätigung, dass die für die Concurrenz von Rainhill construierte Maschine zur Aufgabe hatte, ihr 3faches Gewicht, das auf 6 Tonnen fixiert war, mit 10 englischen Meilen (16 *km*) Geschwindigkeit in der Stunde zu befördern; während die gegenwärtig gebauten Maschinen bis 76 Tonnen Gewicht besitzen und 125 Tonnen schwere Züge bei einer Geschwindigkeit von Maximum 90 *km* pro Stunde je nach den Niveauverhältnissen der Bahn bergan, bergab befördern. Darin liegt das „Einst" und „Jetzt" an den Grenzen einer Periode von sechs Decennien.

Dass sich der Fortschritt, welcher in den obigen Angaben Ausdruck findet, nicht nur auf die bewegenden und bewegten Mechanismen beschränken konnte, sondern sich auch auf die Ausgestaltung der sonstigen Eisenbahnbestandtheile, vornehmlich aber auf die Vervollkommnung des Gleises, als der Ureinrichtung jeder Eisenbahn beziehen musste, ist selbstverständlich.

Bemerkenswert ist hiebei, dass während die technischen Fortschritte bei den Fahrzeugen eine gewisse Continuität nicht verkennen lassen, was der Reichhaltigkeit der vorhandenen Bestandtheile mit zugeschrieben werden kann, dagegen bei der Ausbildung des an sich einfachen Gleises sich die Wandlungen unsicher und unstät vollziehen, was sich insbesondere in dem raschen und vielleicht nur zu oft unvermittelten und unberechtigten Wechsel der Anschauungen, ja sogar in dem häufigen Zurückgreifen auf bereits Beseitigtes und als unzweckmäßig Verworfenes erkennen lässt.

Die Ursache dieser Erscheinung mag vorwiegend in dem Umstande liegen, dass die Constructions-Bedingungen des Gleises sowohl, wie seiner einzelnen Bestandtheile nicht aus theoretischen Reflexionen allein hervorgehen, sondern sich aus diesen zumeist nur unter Zugrundelegung der gewonnenen Erfahrungen durch praktische Versuche ableiten lassen.

In diesem Sinne sprach sich auch schon Robert Stephenson aus, als er im englischen Parlamente anlässlich eines vorgekommenen Unfalles erklärte: „dass die theoretische und experimentative Feststellung eines allen Anforderungen gerecht werdenden Oberbaues unmöglich und alle dahin gehenden Bestrebungen unfruchtbar sein müssten, da die Einwirkungen, denen die Schienen ausgesetzt sind, weitaus zu vielfältig und in ihrem Ausmaße zu unbekannt seien, um sie bei einer Construction berücksichtigen zu können. Nur eine langjährige, zielbewusste Praxis allein könne hierin zu einem ersprießlichen Ende führen."

Die vorliegenden, in zwei Menschenaltern gemachten diesbezüglichen Erfahrungen und Beobachtungen haben nun doch schon so viel Klarheit in die fragliche Angelegenheit gebracht, dass mit einiger Aussicht auf Er-

folg die Möglichkeit besteht zu beurtheilen, in wie weit das bisher Erreichte den gestellten Bedingungen zu entsprechen vermag.

Dieses näher darzulegen ist Zweck der folgenden Erörterungen. Bevor aber der Behandlung dieser Frage näher getreten wird, möge es gestattet sein in begrenzter, knapper chronologischer Aneinanderreihung die Momente anzuführen, welche für die Gestaltung des Gleises maßgebend waren, und die einzelnen Phasen seiner Entwicklung charakterisieren.

A. Geschichte der Ausbildung des Gleises.

Gleise — beziehungsweise Spurwege — werden schon seit undenklichen Zeiten hergestellt und benützt. Die Construction derselben erfolgte stets nach Maßgabe der zur selben Zeit verfügbaren Hilfsmittel, ursprünglich durch Anlage von Spurrinnen in das Pflaster der Straßen, später durch Einlegung von Langhölzern auf hiezu vorbereitete Wege.

Im Jahre 1650 aber trat in der Ausbildung der Gleise insoferne ein bedeutungsvolles Stadium ein, als um diese Zeit das erstemal Eisen zur Herstellung derselben verwendet wurde; und zwar wurden in den Stollen der Bergwerke in scharfen Krümmungen auf das Holzgestänge schmale und schwache Eisenbänder aufgenagelt, um eine leichtere Bewegung der Förderhunde zu erzielen.

Schienen im heutigen Sinne sind erst im Jahre 1767 in Nord-England erzeugt und verwendet worden, und zwar aus Gusseisen. Dieselben sollten das Fuhrwerk in bestimmter Spur erhalten, was zunächst in der Weise bewerkstelliget wurde, dass die Schienen am Kopfe eine flache Rinne erhielten, in welcher das Rad geführt wurde; später kamen verschiedene Formen von winkeleisenartigen Schienen zur Verwendung, bei welchen der neben der Lauffläche vorspringende Rand das Abgleiten des Rades verhindern sollte.

Jessop wandte die sogenannten „Edge rails“ an, bei welchen das Fuhrwerk dadurch in der Spur erhalten wurde, dass die Räder beiderseitig Spurkränze erhielten.

Die ersten Schienen waren von S. Curr auf der Bahn der Sheffield Kohlenwerke angewendet, und wurden da auf Langhölzern mittelst Nägeln mit konischen versenkten Köpfen befestigt.

M. Barns (1797) benützte als Unterlage für ähnliche Schienen Steinwürfel.

Die nun von Benj. Outram (1799—1800) angestellten theoretischen Untersuchungen der Schienen auf ihre Tragfähigkeit führten zu einer Form, welche als „Träger gleicher Festigkeit“ zur unteren Längsbegrenzung eine elliptische Rippe erhielt, — der sogenannten Fischbauchschiene.

Diese Schienen hatten eine Länge von 4—5 Fuß, wurden an den Stößen in gusseiserne, auf Holzunterlagen befestigte Stühle gelagert, und in denselben festgeschraubt. Später, um nachtheilige Bewegungen der Schienen hintanzuhalten, wurden sie mit einer Art Kugelgelenk untereinander verbunden, doch wurde diese Verbindung nach kurzer Zeit bereits, als nicht zweckmäßig, wieder aufgegeben.

Die Form der Fischbauchschienen erhielt die höchste Vervollkommnung durch George Stephenson und Wil. Losh; dieselben wählten einen pilzförmigen Querschnitt, also einen verstärkten Kopf, und führten im Jahre 1816 eine besondere Befestigung der Schienen in den Stühlen ein.

Letztere bestand darin, dass die beiden zusammenstoßenden Schienenenden auf eine Länge von circa 70 *mm* schräg gegen ihre senkrechte Längsachse so abgeschnitten wurden, dass sie übereinander greifend einen Schienenquerschnitt ergaben, dessen abgeschrägte Enden dann in den Stuhl eingelegt und mittelst eines Schraubenbolzens verbunden wurden.

Hiemit war der Entwicklungsgang der gusseisernen Schiene im wesentlichen abgeschlossen und es wurden dieselben nach und nach durch schmiedeiserne verdrängt.

Den ersten Versuch der Anwendung schmiedeiserner Schienen machte Ingenieur Nixon an der Walbotee Kohlengrubenbahn bei New-Castle on Tyne 1805, indem er 2 Fuss lange, quadratische Eisenbarren in Stühle legte. Allgemeiner wurde die Anwendung des Schmiedeeisens zu Schienen erst dann, als dem Chef-Techniker der Redlington-Eisenwerke John Berkinshow 1820 der Process des Walzens profilierter Stäbe gelungen war.

Zuerst wurden wieder Fischbauchschienen in gewalztem Eisen hergestellt, und fanden solche Anwendung auf der 1825 vollendeten Stockton-Darlington Bahn durch George Stephenson.

Die Schienen bei dieser ersten für Straßenverkehr bestimmten Bahn waren 0·916 *m* lang, und kamen daselbst in gusseisernen Stühlen, mittelst schmiedeiserner Keile befestigt und auf Steinwürfeln ruhend, zur Anwendung, und zwar auf der Hälfte der ganzen Bahnlänge, während die andere Hälfte noch gusseiserne Schienen erhielt.

Die Befestigung der Stühle auf den Unterlagen erfolgte mit eisernen Nägeln, welche durch entsprechend weite Löcher in der Fußplatte des Stuhles eingeschlagen wurden.

Auch die Bahn von Liverpool nach Manchester, deren Herstellung in dieselbe Zeitperiode (1820—1825) fällt, erhielt einen ähnlichen Oberbau mit gewalzten Fischbauchschienen, welche ein Gewicht von 35 ℔ pro Yard hatten.

Von da ab fanden gewalzte Fischbauchschienen allgemeine Verwendung, bis Robert Stephenson in Würdigung der vielen Nachtheile

dieser Schienenform, sowohl rücksichtlich deren Erzeugung, wie auch rücksichtlich deren Verwendung, von dieser Form abgieng, und Parallelschienen — d. h. solche, deren obere und untere Begrenzung in der ganzen Schienenlänge die gleiche Entfernung von einander aufweist —, mit einem pilzförmigen Kopf und einem anschließenden rechteckigen Steg construierte.

Die Vortheile dieser neuen Form der Schiene wurden von allen Seiten bald erkannt, so dass seit 1838 keine Fischbauchschienen mehr, sondern ausschließlich nur Parallelschienen erzeugt und verwendet wurden, und zwar vorerst, — wie bereits erwähnt — mit einem Kopf, dann mit einem Kopf und einem am unteren Theile des Schienenprofils angebrachten Ansatze, und schließlich mit zwei symmetrischen Köpfen.

Auf der London-Birmingham Bahn (1830) kamen zum erstenmal solche symmetrische Doppelkopfschienen zur ausgedehnteren Verwendung; dieselben waren 15 Fuß lang, wogen 65 ℔ pro Yard, und waren in gusseisernen Stühlen mit Holzkeilen solid festgehalten. Die Befestigung der Stühle auf den Eichenholzschwellen erfolgte theils mit Schrauben, welche durch die ganze Stärke der Schwelle reichten, theils mit Nägeln. Bei einigen Gleisen hatte man später (1833) zu dieser Befestigung 3 bis 5 *cm* starke Dübel aus hartem, gepressten Holze verwendet, und wurden in diese Holzdübel zuweilen auch noch eiserne Nägel geschlagen, welche mit ihrem breiten Kopfe die Holz-Hirnfläche bedeckten und diese gegen atmosphärische Einflüsse schützten, — eine Befestigungsart, welcher man sich später häufig auch bei Befestigung der Stühle auf Steinunterlagen bediente.

Diese mit symmetrischen Stuhlschienen versehene Gleisconstruction, welche ursprünglich vereinzelt angewendet wurde (London-Birmingham, Liverpool-Birmingham, Dublin-Kingston), fand nun mit der Entwicklung der Eisenbahnen eine allgemeine Anwendung; so wurden nach demselben Muster ausgeführt:

1834 die Bahnen in Belgien,
1835 die Bahn Lyon—St. Etienne in Frankreich,
1835 Nürnberg—Fürth in Baiern,
1836 Linz—Gmunden in Österreich,
1836 Leipzig—Dresden in Sachsen,
1837 Ferdinands-Nordbahn in Österreich.

Die Gleise der Bahnen in England werden im allgemeinen, jene in Frankreich zum großen Theile bis heute noch nach demselben Princip construiert, und wenn auch seither die Dimensionen, die Massenvertheiungen und die Materialien der Schienen vielfach gewechselt haben, die Hauptanordnung der Construction ist bis auf das einzige Moment der Einführung der Laschenverbindung in der zweiten Hälfte der 40iger Jahre doch unverändert geblieben.

Auch in Amerika hat man beim Bahnbaue anfänglich den englischen Mustern gefolgt, doch bald ist man von denselben abgegangen, und zwar einestheils infolge der Eigenart der Entwicklung der Eisenbahnen in Amerika, welche auf der Grundbedingung leichterer, aber rasch, d. i. binnen kürzester Zeit durchführbarer Constructionen beruhte, andererseits infolge des außerordentlichen Holzreichthums, welcher zur Zeit des Entstehens der Eisenbahnen daselbst überall angetroffen wurde.

Diese Umstände rechtfertigten nun für die amerikanischen Verhältnisse die weitere Beibehaltung der fortlaufenden Unterstützung der Schiene, somit auch die weitere Beibehaltung der Flachschienen, bezw. Einführung anderer auf Langhölzern gelagerten Schienenformen, der Brückenschiene, — angeblich von Brunell 1835 in England erfunden, — sowie der von Mason Patrick 1833 zuerst angewendeten breitbasigen Schiene.

Diese letztere Type, welche eine größere Verbreitung fand, wurde ohne jede weitere Vermittlung direct auf die hölzernen Langschwellen mittelst Nägel befestiget. Später versuchte M. Patrick diese Schiene auch auf Querschwellen zu befestigen, und bestand das von ihm in dieser Weise angeordnete Gleis aus 4 Zoll hohen, per Yard 55 Pfund schweren breitbasigen Schienen, welche direct auf 3 Fuß auseinander gelegten Lärchenschwellen gelegt wurden. Als sich aber diese Art der Unterstützung der Schiene als nicht genug vertrauenerregend erwies, verwendete Patrick in der Folge Steinwürfel, welche hinreichend mit Schotter unterstopft wurden.

Im allgemeinen wurden aber behufs Erhöhung der Widerstandsfähigkeit dieser Gleisanordnung unter den Querschwellen, auf welchen die Schienen ruhten, noch Langschwellen angebracht, welche mit den ersteren fest verbunden waren. Bis zum Jahre 1838 wurden fast alle amerikanischen Bahnen in dieser Weise ausgeführt.

Im Jahre 1836 kam die breitbasige Schiene durch Charles Vignoles nach England, wo sie zuerst bei einigen Arbeitsbahnen, später aber auch auf Hauptbahnen Verwendung fand, aber nach kurzer Zeit wieder durch die Stuhlschiene ersetzt wurde.

Nach einem (1838) geglückten Versuche auf der Leipzig-Dresdner Bahn mit breitbasigen Schienen, fanden dieselben sodann eine überaus rasche Verbreitung auf dem Continente und sind seit dieser Zeit die meisten hier erbauten Eisenbahnen nur mit breitbasigen Schienen versehen worden, was in der Hauptsache darin begründet erscheint, dass der Kostenaufwand für ein den damaligen Verkehrsverhältnissen entsprechendes Gleis mit breitbasigen Schienen thatsächlich geringer war, als jener für die bereits fortgeschritteneren Verhältnissen entsprechenden Stuhlschienengleise, und dass die ersteren auch einfacher und rascher herzustellen waren, als letztere.

Das auf der Leipzig-Dresdner Bahn gelegte Gleise bestand aus 15 Fuß langen breitbasigen Schienen, welche unmittelbar auf die hölzernen Querschwellen mittelst Haken-Nägel befestiget wurden. Die Enden der Schienen wurden auf eiserne, mit angewalzten Rändern versehene Unterlagsplatten gelegt, und auf den Schwellen ebenfalls mittelst Nägel, welche durch die Platten giengen, befestiget.

In späterer Zeit wurden zur Befestigung der Schienen statt der Nägel verschieden geformte Holzschrauben, Schraubennägel (Tirefonds) verwendet.

Die Erfahrungen lehrten jedoch, dass die angewendete Befestigungsart den Anforderungen, welche an dieselbe durch die Vorgänge des Betriebes gestellt wurden, absolut nicht entsprach, insbesondere, dass sie weder die vorkommenden Längsverschiebungen, noch die seitlichen Verschiebungen der Schienen auf ihren Unterlagen wirksam genug verhindern konnte.

Um nun dem erst angeführten Übelstande abzuhelfen, wurden, und zwar 1837 in Amerika, an den Schienen, nahe dem Ende, Ausschnitte angeordnet, welche in an den Unterlagsplatten angebrachte Erhöhungen passten. Eine ähnliche Wirkung wurde durch die 1841 zuerst in Deutschland angewendeten Einklinkungen der Schienen erzielt.

Weitere Bemühungen, die Schienen gegen die nachtheiligen Einwirkungen jener Kräfte, welche nicht ausschließlich in dem Sinne der Schwere wirken, zu schützen, führten 1838 auf der Madison-Indianopolis Eisenbahn zur Einführung von Unterlagsplatten auch in der Mitte der Schienen; aber auch dieses Mittel hat dem angestrebten Zwecke nicht voll entsprochen.

Die nun anschließenden Bestrebungen verfolgten vorwiegend den Zweck, behufs Verhinderung nachtheiliger Bewegungen einzelner Schienen dieselben in der Längsrichtung untereinander zu verbinden.

In dieser Beziehung wurde durch lange Zeit das Augenmerk darauf gerichtet, eine entsprechende Stuhlverbindung für die breitbasigen Schienen zu construieren. Eine große Mannigfaltigkeit der Versuche liegt in dieser Richtung vor. Die ersten Versuche stammen von England aus dem Jahre 1837 her; dieselben erfuhren jedoch keine weitere Verbesserung, da die breitbasigen Schienen daselbst bald außer Gebrauch zu setzen für das Zweckmäßigste erachtet wurde.

Vollkommenere Lösungen dieser Aufgabe, den Stuhl für das breitbasige Profil der Schiene verwendbar zu machen, waren die von Rud. Gribel auf der Bonn-Cölner, und jene von M. M. v. Weber auf der Chemnitz-Riesaer Bahn in Anwendung gebrachten Befestigungen.

Indess die Profilform der breitbasigen Schiene widerstrebte doch zu sehr der Anwendung von Stühlen, und musste daher nach anderen Mitteln zur Herstellung der Schienenverbindungen gesucht werden.

Die Versuche von Breithaupt und Busse, welche die Schienen aus zusammengeschraubten Stücken herstellen wollten, hatten keinen Erfolg. Erst der Einführung der Lasche war es vorbehalten, über die Schwierigkeiten der Schienenverbindung hinweg zu helfen.

Die erste Verwendung von Laschen erfolgte 1838 durch van Rensselaer auf der Missisippi-Eisenbahn, indem je zwei aufeinander folgende Schienen in der Weise untereinander eine Verbindung erhielten, dass an dieselben 1·5 *m* lange, 15 *cm* breite und 8 *cm* dicke Stäbe aus hartem Holze mittelst vier Schrauben befestigt wurden, deren Anbringung anfangs nur an der Außenseite des Schienenstranges geschah.

Erst später, als 1845 Trimple diese langen, hölzernen Laschen durch kürzere aus Eisen ersetzt hatte, fanden solche an beiden Seiten des Schienenstranges Verwendung.

Obwohl der Wert der Laschen für eine zweckmäßige Schienenverbindung alsbald erkannt war, konnte deren allgemeine Anwendung doch erst dann erfolgen, als man sich entschloss, dem Schienenprofil eine für den guten Anschluss der Lasche entsprechende Form zu geben.

Die ehemalige Köln-Mindener Bahn war die erste auf dem Continente, welche im Jahre 1850 Laschen einführte. Dann folgten die Bahnen in Österreich, und nach kurzer Zeit schon war die Verwendung der Laschen zur Verbindung am Schienenstoße allgemein.

Nach und nach erfuhr selbstverständlich die Form der Laschen mit Rücksicht auf den Zweck, dem sie zu dienen hatten, ihre Verbesserung und Vervollkommnung, insbesondere aber durch Einführung der gegenwärtig so beliebten Construction des schwebenden Stoßes.

Diese Construction verdankt ihre Aufstellung einem Zufalle. Als nämlich 1853 in England bei Stuhlschienen die Anwendung von Laschen begonnen hatte, konnte der durch derlei Laschen gedeckte Stoß im Schienenstuhl nur schwer Platz finden, man musste entweder große Stühle für den Stoß construieren oder aber den Stoß freischwebend zwischen 2 Schwellen legen. Die Engländer entschieden sich für letztere Anordnung, und bald war die Zweckmäßigkeit derselben nicht allein für den Stuhloberbau, sondern auch für den breitbasigen Oberbau erkannt, und die Anwendung des schwebenden Stoßes nahezu allgemein geworden.

Seit der Verwendung von Schienen aus Flussstahlmaterial, bei welchen die Anbringung der Klinkung im Schienenfuß als nachtheilig erkannt wurde, erhielten die Laschen eine weitere Bedeutung, indem dieselben statt der Einklinkungen die Längsverschiebung der Schienen hindern sollten. Als die diesem Zwecke besonders entsprechende Form ergab sich jene der Winkellaschen, welche in manchen Fällen behufs Erhöhung ihrer Tragfähigkeit die Winkel nicht nur am unteren, sondern auch am oberen Ende, unter dem Kopf der Schienen erhalten.

Die Verbindung der Laschen mit den Schienen erfolgt seit jeher nahezu ausnahmslos mittelst Schraubenbolzen. Um das sich bald geltend machende Losewerden dieser Bolzen zu verhindern, wurde eine große Anzahl verschiedener Mittel vorgeschlagen und auch erprobt.

Im Jahre 1850 kamen zuerst Gegenmuttern in Verwendung, später erhielten die Laschen eine Nut, in welcher die Köpfe der Bolzen festgehalten wurden, weiters wurde das Schraubengewinde der Bolzen in eine der Laschen eingeschnitten.

In neuerer Zeit kamen verschieden gestaltete Unterlagsplättchen zwischen Lasche und Schraubenmutter zur Verwendung, deren eine Ecke eingebogen oder aufgehoben wurde, um die Drehung der Mutter zu verhindern.

Alle diese Mittel sind jetzt vielfach durch geschlitzte, elastische „Federringe“ (Grover'sche Ringe) verdrängt worden.

Auch die bereits erwähnten, zur Verhinderung der Seitenverschiebungen der Schienen auf den Unterlagen eingeführten Unterlagsplatten, erfuhren seither eine bedeutende Vervollkommnung. Die Verwendung derselben ist gegenwärtig fast allgemein und wird zumeist ein jedes Auflager mit einer solchen Platte versehen; auch die Form derselben hat die verschiedensten Wandlungen durchgemacht.

Die Unterlagsplatten mit zwei, drei oder vier Löchern zur Aufnahme der Nägel oder Schrauben erhielten vorerst auf der einen, später auf beiden Seiten parallel zur Schiene angebrachte Ränder (Nasen) behufs Aufnahme des Schienenfußes.

In letzterer Zeit kommen nebst verschiedenen, ziemlich complicierten Constructionen auch mehrfach Platten in Vorschlag, welche mit größeren über den Schienenfuß reichenden Ansätzen — Krämpen — versehen sind.

Diese Ansätze haben den Zweck, damit zwischen diese und dem Schienenfuß entweder auf einer Seite (Sandberg), oder auf beiden Seiten (W. Hohenegger) eiserne Keile eingeschoben werden können, welche das Festhalten der Schiene bewirken sollen.

Was schließlich die Schienenunterlagen, — Schwellen — betrifft, so wurden bei den ersten Eisenbahnanlagen allgemein Langhölzer als Unterlagen benützt; 1797 wurden von M. Barns auf einer Bahn der Lawson-Main Kohlengruben das erstemal Steinwürfel verwendet; Später kamen aber vorwiegend Querschwellen verschiedener Holzgattungen zur Anwendung, und zwar zuerst gelagert auf Langschwellen, in späterer Zeit aber ohne dieselben.

Die Wahrnehmung, dass die Holzschwellen, welche beim Oberbau einestheils allen Einflüssen der Witterung preisgegeben sind, anderentheils durch die über das Gleis rollenden Fahrzeuge eine außerordentliche Inanspruchnahme erfahren und sehr rasch der Zerstörung anheimfallen,

führte zu eingehenden Erwägungen, wie sich diesem Übelstande mit Erfolg begegnen ließe.

Schon im Jahre 1832 hat J. Kyan in England ein Verfahren in Anwendung gebracht, mittelst welchem die Widerstandsfähigkeit und Dauer der Hölzer ganz bedeutend erhöht wurde, und sind seit dieser Zeit zum selben Zwecke verschiedene weitere Methoden erfunden und mit Erfolg versucht worden. Einige dieser Methoden hat man nun zur Conservierung von Holzschwellen angewendet, und ergaben dieselben, insbesondere jene, bei welchen die Schwellen vor ihrer Verwendung mit chemischen Substanzen präpariert, d. i. imprägniert werden, derart günstige Resultate, dass jetzt zum größten Theile nur imprägnierte Schwellen zur Verwendung gelangen.

Aus der im Obigen gegebenen Schilderung der Entwicklung des Oberbaues ergibt sich, dass sich im Laufe der Zeit eigentlich nur zwei Grundformen für das Gleis, bezw. den Oberbau Bahn gebrochen haben, u. z.

der Oberbau mit Doppelkopfschienen, und
der Oberbau mit breitbasigen Schienen.

Diese beiden Formen sind auch aus verschiedenen Grundbedingungen hervorgegangen.

Den Oberbau-Constructeuren war es klar, dass ihre Constructionen jenen Einwirkungen widerstehen müssen, welche durch die Fahrzeuge hervorgerufen werden. Nun haben aber die letzteren, insbesondere aber jene Theile derselben, welche eigentlich die Einwirkungen der Betriebslasten auf das Gleis übertragen, nach zwei verschiedenen Richtungen ihre Ausbildung erfahren.

Einestheils waren es Fahrzeuge mit größeren Radständen und fester Verbindung der Achsenlager mit den Untergestellen, bei welchen sich die Räder während des Durchlaufens von Krümmungen nicht genau in das Gleise einstellen können, und hiedurch bedeutende Seitenpressungen hervorrufen, anderntheils wieder Fahrzeuge mit Drehgestellen, vermöge welcher sich die Räder in die Gleisekrümmungen leichter einstellen, und Bögen von sehr kleinen Radien — bis 20 Meter — sanft und ohne Störungen mit nur geringen Reibungswiderständen zwischen Rad und Schiene, durchfahren.

Bei Ermittlung einer entsprechenden Gleisanordnung für die erst angeführten, steifen Fahrzeuge musste darnach das Hauptaugenmerk darauf gerichtet werden, eine Construction aufzustellen, welche den auftretenden, großen Seitenkräften genügenden Widerstand leistet.

Dies führte nun in England, wo derartige Fahrzeuge zuerst vorwiegend Verwendung fanden, zur Ausbildung des steifen, gegen seitliche Verschiebung und gegen Umkanten der Schiene, besonders widerstandsfähigen Stuhloberbaues.

Dass diese Oberbautype den an sie gestellten Anforderungen vollkommen entsprach, geht daraus hervor, dass dieselbe trotz der späteren bedeutenden Erhöhung ihrer Inanspruchnahme, — wie dies in England vorkam, — daselbst heute noch in derselben Grundform in Verwendung steht, wie selbe von Stephenson eingeführt wurde.

Dagegen hatte in Amerika, allwo Fahrzeuge mit Drehgestellen Einführung fanden, der Oberbau mit breitfüßigen Schienen auf Langschwellen, sowie später auch auf Querschwellen entsprochen, nachdem hier die Schiene den von diesen Fahrbetriebsmitteln ausgeübten, geringeren Seitenkräften selbst bei nur einfacher Befestigung mit Nägeln genügenden Widerstand bieten konnte.

Anders gestalteten sich aber die Verhältnisse, als die in England eingeführten Fahrzeuge mit festen Radgestellen auch anderwärts bei anderen Oberbauconstructionen Verwendung finden sollten.

Die Amerikaner machten, als sie eine der ersten von Stephenson für englische Verhältnisse erbauten Locomotiven erhielten und durch Versuche mit derselben fanden, dass selbe für sie unbrauchbar sei, kurzen Process. Sie behielten ihren Oberbau, verzichteten auf die Vortheile, welche von den Engländern über steife Fahrzeuge dargestellt wurden und nahmen eine Umstaltung der Locomotive vor, welche sie alsbald mit beweglichem Radgestelle versahen.

Auf dem Continente glaubte man die Wertschätzung des vorhandenen Oberbaues mit breitfüßigen Schienen ebenfalls nicht sinken lassen zu sollen, gleichwohl aber die steifen Fahrzeuge einzuführen und der Verwendbarkeit derselben durch unermüdliche Verbesserungen des Oberbaues entgegen zu kommen.

Und so kam es, dass seit Einführung des breitfüßigen Schienenprofils in Europa nach fortwährenden Änderungen der Detailanordnung des Oberbaues getrachtet wurde, eigentlich zu dem lediglichen Zwecke, das einmal eingeführte System aufrecht zu halten, mochte nun der Stuhlschienenoberbau vor dem breitfüßigen den Vorzug in Ansehung der Fahrzeuge mit steifen Achsen noch so sehr verdienen.

Diese große Reihe von Verbesserungen führte natürlich dahin, dass der breitfüßige Oberbau bei seiner ausgebreiteten Verwendung eine außerordentliche Verschiedenheit in Betreff der Ausbildung erfahren hat.

Wie unerquicklich nun diese Thatsache auch für den Augenblick erscheinen, wie hindernd sich dieselbe auch den nach Einheitlichkeit gerichteten Bestrebungen entgegenstellen mag, ohne ökonomische Vortheile mit sich zu bringen, so waren die unausgesetzten Bemühungen nach dem Vollkommeneren nichts destoweniger lauter Fortschritte im technischen Eisenbahnwesen, wo ein Fortschritt den anderen hervorrief, um gleich wieder den Impuls zu einem neuen Fortschritte wahrnehmen

zu lassen, und so den ingeniösen Techniker auf dem Wege des Rationellen weiter zu führen.

Als später die Periode der Zusammenlegung von Bahnen unter eine Verwaltung, sei es durch die Verstaatlichung oder in anderer Weise eintrat, lag es in der Tendenz der Vereinfachung, die große Verschiedenheit von Oberbautypen zu beseitigen, oder mindestens vorläufig möglichst zu reducieren und so dem darin herrschenden Chaos ein Ende zu bereiten.

Man bemühte sich, die alten Typen aufzugeben und neue, den vorhandenen Verhältnissen besser entsprechende einzuführen und wiewohl die letzteren dem jüngsten Datum angehören, drängen gleichwohl die immer wachsenden Verkehrsansprüche abermals zu Neuerungen, so dass die Oberbaufrage gegenwärtig und wohl noch für lange Zeit zu den meist besprochenen und erörterten Fragen im Eisenbahnwesen gehören wird.

B. Inanspruchnahme des Gleises.

In Taf. I und II erscheinen die Daten der zumeist angewandten Oberbautypen zusammengestellt.

Wenn nun anschließend daran die Art und das Maß der Inanspruchnahme des Oberbaues im allgemeinen erörtert werden soll, so wird vorweg bemerkt, dass damit keinesfalls beabsichtigt wird ein neues Oberbau-System, oder eine neue Theorie aufzustellen. Vielmehr soll an der Hand bisher bewährter Methoden gezeigt werden, auf welchem Wege man in einfacher Weise zur richtigen Beurtheilung eines gegebenen Oberbaues und dessen Theile gelangen kann, und auf welche Momente hiebei in theoretischer sowohl, als praktischer Beziehung das Augenmerk gerichtet werden muss.

Behufs entsprechender Beurtheilung einer Construction überhaupt, müssen vorerst jene Bedingungen bekannt sein, welchen eine solche genügen soll.

Bei der Gleis-, bez. Oberbauconstruction sind diese Bedingungen in erster Linie abhängig von den Wirkungen der äußeren Kräfte, welche durch die Vorgänge des sich auf dem Gleis abwickelnden Betriebes erzeugt werden.

Hiebei kommen in Betracht:

1. Wirkungen, welche durch den Druck ruhender Lasten, und
2. Wirkungen, welche durch die bewegten Lasten hervorgerufen werden.

Das Maß der ersteren ist unschwer theoretisch, wie praktisch zu ermitteln möglich, dagegen ist die Ermittlung der durch bewegte Lasten hervorgebrachten (dynamischen) Einwirkungen in befriedigendem Grade

kaum zu erreichen, und zwar deshalb, weil sich das Maß der sie erzeugenden und durch unvermeidliche Unregelmäßigkeiten in der Bewegung der Fahrzeuge beeinflussten Kräfte, theoretisch gar nicht und praktisch nur annähernd feststellen lässt.

Es ist eine bekannte Thatsache, dass während der Bewegung eines Fahrzeuges auf dem Gleise, dessen Längenachse mit der Achse des Gleises infolge des nothwendigen Spielraumes zwischen den Spurkränzen der Räder und der Schienen, sowie infolge Schwingungen der bei den Fahrzeugen vorhandenen Federn, nur selten zusammenfällt, vielmehr einer von der Längenachse abweichenden Wellenlinie folgt. Diese in der Construction der Fahrzeuge begründete Erscheinung tritt in geraden Strecken in höherem Masse auf als in Curven, weil bei der Bewegung in letzteren die von dem Vorderrade der einen Seite und dem Hinterrade der anderen Seite des Fahrzeuges je nach der Größe des Halbmessers der Curve stärker oder schwächer erzeugten Pressungen gegen die Schienen die schlängelnde Bewegung in horizontalem Sinne beschränken.

Fig. 1.

So lange jene Wellenbewegung regelmäßig verläuft und in der ihr eigenthümlichen flachen Curve vor sich geht, ist sie für den Oberbau von nur geringer Bedeutung. Dieselbe wächst jedoch, sobald Mängel infolge Abnützung an den beweglichen Theilen (deren richtige Construction vorausgesetzt) oder Unregelmäßigkeiten in der Lage des Gleises eintreten, ferner bei plötzlicher Veränderung der Arbeitsäußerung der Maschine, plötzlicher energischer Inanspruchnahme der Bremse, ungleicher Kuppelung der Fahrzeuge, unzweckmäßiger Vertheilung der gezogenen Lasten und bei noch anderen zufälligen Ursachen. Alle diese Momente machen die oben gedachte Wellenbewegung variabel, indem sie dieselbe bald abschwächen, bald verstärken und so ein unregelmäßiges Anlaufen einzelner Räder an die Schienenstränge hervorbringen, welches sich in sowohl dem Oberbau, als auch den Fahrzeugen nachtheiligen Stößen äußert.

Die bei solchen Unterbrechungen des regelmäßigen Laufes der Fahrzeuge auftretenden Kräfte liegen ihrer Richtung nach in einer Verticalebene, welche durch die Wagenachse gelegt gedacht wird; diese Kräfte zerfallen in verticale und horizontale, mit der Achse des gestoßenen Rades parallele Componenten. Die horizontalen Componenten gelangen in nahezu unverminderter Stärke auf die Schienen zur Über-

tragung; die Verticalcomponenten werden aber durch das Federspiel der Fahrzeuge in ihrer Wirkung modificiert, wodurch Schwankungen in der Achsbelastung und infolge dessen neue Unregelmäßigkeiten in der Bewegung der Fahrzeuge entstehen.

Außer diesen angeführten Ursachen für die Unregelmäßigkeiten in der Bewegung der Fahrzeuge ist es noch die Locomotive allein, deren Instabilität während der Bewegung sich auf die Schienen nachtheilig äußert. Sowohl die ungleichförmig vertheilten, schwingenden und rotierenden Massen, als auch die Arbeit des Dampfes, besonders bei abgenützten Achsenlagern, bewirken Störungen, bez. Änderungen in der Lage des Schwerpunktes der Maschine, welche — wie man an einer in arbeitendem Zustande aufgehängten Maschine beobachtet hat, — auf den Oberbau von bedeutendem Einflusse sein müssen.

Die aus allen diesen Ursachen entspringenden Unregelmäßigkeiten lassen sich nach ihrem Wesen und ihren Einwirkungen auf den Oberbau wie folgt bezeichnen:

Das „Zucken", welches sich in einem Vor- und Rückwärtsbewegen des Rahmens der Maschine infolge der hin- und hergehenden Massen des Kolbens und des damit verbundenen Gestänges äußert;

das „Schlingern" oder „Schlängeln", eine um eine durch den Schwerpunkt des Fahrzeuges gedachte Verticalachse oscillierende Bewegung;

das „Wogen", hervorgerufen einerseits durch das nach abwärts wirkende auf Federn aufgehängte Gewicht der Locomotivtheile und andererseits durch die Pressungen der Kolbenkreuzköpfe gegen die Führungen nach aufwärts. Diese beiden in entgegengesetzten Richtungen wirkenden Kräfte veranlassen ein Auf- und Niedergehen des Schwerpunktes; die gleichen Ursachen bewirken auch

das „Nicken", womit die Drehung um eine durch den Schwerpunkt des Fahrzeuges gedachte Querachse bezeichnet wird, endlich

Das „Wanken", als Folge der Ungleichmäßigkeit der auf den Rahmen der Fahrzeuge wirkenden Kräfte, welcher Gleichgewichtsmangel Drehungen um eine durch den Schwerpunkt der Fahrzeuge gehende Längenachse verursacht.

Die aus den drei letztbezeichneten Störungen, nämlich dem Wogen, Nicken und Wanken hervorgehenden Gesammtbewegungen werden das „Gaukeln" genannt.

Alle diese Unregelmässigkeiten sind im Stande variable Raddrücke theils in verticaler, theils in seitlicher Richtung auf die Schienen hervorzubringen, welche in Ansehung der Geschwindigkeit der Bewegung als Stöße gedacht werden können, die alsdann von schädlichen Wirkungen auf den Oberbau begleitet sind.

Nachdem sich aber die diese Unregelmäßigkeiten bezhgw. Störungen verursachenden Kräfte schon in Ansehung der durch Abnützung sich ergebenden Mängel an den Fahrzeugen nicht sicher bestimmen lassen, so ist auch deren theoretische Bemessung ebenso unsicher. Wohl aber haben die bisherigen Erfahrungen und praktischen Versuche zur Klarstellung dieser Erscheinungen und ihrer Einflüsse wesentlich beigetragen. In erster Linie haben die einschlägigen Untersuchungen ergeben, dass die den Oberbau nachtheilig in Anspruch nehmenden Kräfte seitens der Fahrzeuge dreifach sind, nämlich:

1. Vertical nach abwärts wirkende — Verticalkräfte;
2. Horizontal nach der Querrichtung des Gleises wirkende — Seiten- oder Querkräfte.
3. Horizontal in der Längsrichtung des Gleises wirkende — Längskräfte.

1. Verticalkräfte.

a) Größe der Verticalkräfte.

Die Verticalkräfte werden durch den Raddruck der Fahrzeuge hervorgebracht, welcher gegenwärtig im Maximum mit 7000 *kg* angenommen wird. — In den technischen Vereinbarungen des Vereines Deutsch. Eisenbahn-Verwaltungen über den Bau und Betrieb von Hauptbahnen ist im §. 67 die Bestimmung enthalten, dass der Raddruck der Fahrzeuge im Stillstande 7000 *kg* nicht übersteigen soll. — Thatsächlich wird auch dieses Maß nur in seltenen Fällen überschritten. Es entspricht jenem Raddrucke, wie derselbe durch die jetzigen schwersten Locomotiv-Constructionen erreicht wird.

Zu bemerken ist, dass bei den folgenden Erörterungen wohl stets nur die Einwirkung der Locomotive, — als des schwersten und mit concentrierten Massen wirkenden Fahrzeuges — in Betracht gezogen wird, wobei nicht übersehen werden will, dass durch das Zusammentreffen von ungünstigen Umständen, wie selbe oben bereits angeführt worden sind, auch bei leichteren Fahrzeugen ein relativ noch größerer Einfluss auf den Bestand des Oberbaues gedacht werden kann.

Der sohin für den Stillstand fixierte Maximal-Raddruck unterliegt jedoch durch die Bewegung der Locomotive, — wie erwähnt wurde, — infolge von widerstrebend wirkenden dynamischen Kräften wesentlichen Änderungen.

Eine rechnerisch sichere Feststellung der Werte dieser Änderungen ist aus bereits gedachten Gründen — wie: Mängel in der Beschaffenheit der Fahrzeuge, Unregelmäßigkeiten in den Gleisen, Federschwingungen u. dergl. — nicht durchführbar, dagegen haben die in dieser Beziehung gemachten Beobachtungen zu nachstehenden Resultaten geführt.

Die Last einer Achse gleich dem doppelten Raddruck (2P) setzt sich zusammen aus dem Eigengewichte der Räder sammt Lagern, Federn und einem Theile des mit diesen fest verbundenen Maschinenrahmens (2p), ferner einem Theile des auf die Räder übertragenen Gewichtes des Locomotivkörpers (2p'). Das Verhältnis zwischen p und p' kann im großen Durchschnitt mit $^1/_3$ angenommen werden und ist dann

$$P = 1{\cdot}2\ p'.$$

Bei eventuellen Störungen bleibt 2p constant, während sich 2p' nach Maßgabe der durch die Bewegungs-Unregelmäßigkeiten hervorgebrachten Federschwingungen ändert, u. z. nach den angestellten Versuchen in nachstehendem Maße:

Beobachter	bei mittlerer Änderung von p'		bei Max.-Änderung von p'	
	Mehrbelastung	Entlastung	Mehrbelastung	Entlastung
	von p in %			
Henry	36	27.5	50	53
Weber	50	41	96	72
Brière	29	29	76	77

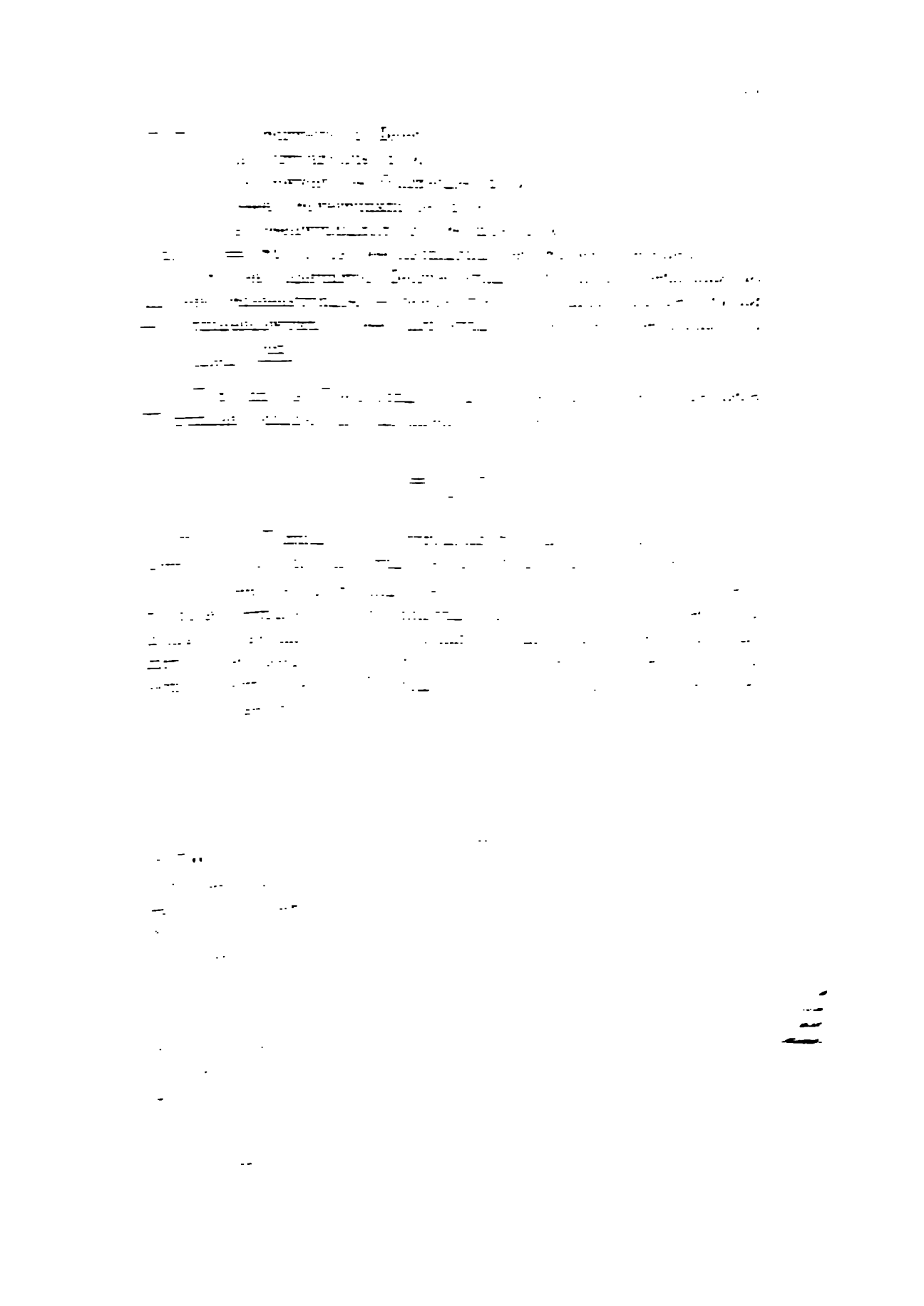
Es ergibt sich somit die Vermehrung des Raddruckes im Max. mit 96% (rund 100%), die Verminderung mit 77% (rund 75%), *) so dass man annehmen kann: der Eingangs für normale Verhältnisse mit 7000 *kg* angenommene Raddruck kann eine Erhöhung bis auf das Doppelte, d. i. bis 14000 *kg*, und andererseits eine Verminderung bis auf $^1/_4$, d. i. bis auf 1750 *kg* erfahren.

Diese Resultate haben insoferne eine Wichtigkeit, als sie einerseits das mögliche Maximum des Raddruckes bezeichnen, dessen Kenntnis für die richtige Beurtheilung der Stärkeverhältnisse der Oberbauconstruction von Wesenheit ist, andererseits die Entlastungen angeben und darüber Klarheit verschaffen, inwieweit man in allen Fällen auf die Mitwirkung der Reibung zwischen Rad und Schiene, — welche von der Belastung der Schiene abhängt, — für den Zusammenhalt der Gleise rechnen kann.

Weitere Änderungen erfährt der Raddruck bei Bewegung der Fahrzeuge in Gleiskrümmungen und zwar durch Einwirkung der Centrifugalkraft, deren vertical wirkende Componente eine Mehrbelastung des äußeren Schienenstranges anstrebt. Diese Mehrbelastung ist zu ermitteln aus dem Ausdrucke:

$$\frac{Gc^2}{gr} = \frac{h}{s}$$

* Vergl. Radinger.



folge nicht genügender Stärke unter der Einwirkung der einzelnen Schienen ein, so wird der Druck größer.

Die gehörige Vertheilung des Druckes erfordert also eine genügende Länge, Breite und Stärke der Schwelle.

Ist das Tragvermögen der Bettung unter entsprechender Berücksichtigung des Unterbaues auf theoretischem oder empirischem Wege ermittelt, so ist dann nicht schwer die Auflagedimensionen der Schwelle aus dem angeführten Ausdrucke zu bestimmen, da $2P = G$ bekannt ist, und l nach der Anlage der Bahn angenommen werden kann.

Der Querschnitt der Schwellen ist in der Regel trapezförmig oder rechteckig; letzteres vorwiegend in England.

Beim Oberbau mit ruhendem Stoße wurden die Stoßschwellen breiter und mitunter auch länger angenommen, weil sie stärkeren Stößen ausgesetzt waren; bei schwebendem Stoße werden jedoch alle Schwellen gleich dimensioniert; und zwar sind die üblichsten Dimensionen

für die Breite: 18—30 *cm*
„ „ Stärke: 13—21 *cm*
„ „ Länge: 2·3—2·7 *m*

Diese Dimensionen haben sich in der Praxis als entsprechend erwiesen und ergab sich, dass bei einer sonst guten Construction des Oberbaues, einer correcten Lage desselben, sowie bei einer genügend widerstandsfähigen Bettung, das Eindrücken der Schwellen in die Bettung, auf der sie ruhen, selbst unter Einwirkung bedeutender Lasten verhältnismäßig gering ist.

Beachtenswerter waren die Wahrnehmungen rücksichtlich der zweit angeführten Einwirkung. Diesbezüglich fand v. Weber bei seinen Versuchen eine vorübergehende und eine bleibende Zusammendrückung der Schwellen, u. z. bei Belastung von 28 *kg* pro Quadrat-Centimeter, d. i. eine Belastung, welche der durch den Raddruck einer Locomotive hervorgebrachten annähernd gleichkommt:

Bei neuen Eichenschwellen	1·5	*mm*	vorübergehend und	0·2	*mm*	bleibend
bei alten	„	5·0	„	„	0·7	„	„
bei neuen Föhrenschwellen	3·5	„	„	„	1·4	„	„
bei alten	„	4·9	„	„	„	2·0	„	„

Beim Befahren eines Gleises wird diese Zusammendrückung der Schwellen in Folge Vertheilung des Druckes durch die steife Schiene auf mehrere Schwellen geringer.

Im allgemeinen wurde durch die Versuche festgestellt, dass die Zusammendrückbarkeit der Schwellen von der Beschaffenheit des Holzes abhängt, und zwar insbesondere von seiner Dichte und der Dauer seiner Verwendung.

Was die Dichte der zu Schwellen verwendeten Holzgattungen anbelangt, so beträgt dieselbe im Durchschnitt:

bei Eichenholz . . . 0·76,
„ Buchenholz . . . 0·74,
„ Lärchenholz . . . 0·62,
„ Föhrenholz . . . 0·56,
„ Tannenholz . . . 0·48;

und würde somit die Zusammendrückbarkeit der Schwellen mit Rücksicht auf die Holzgattung unter sonst gleichen Umständen zu einander in dem Verhältnisse 1 : 0·98, : 0·81, : 0·74, : 0·63 stehen.

Rücksichtlich des Einflusses der Verwendungsdauer hat sich ergeben, dass die Zusammendrückbarkeit mit derselben zunimmt. Es wurde z. B. constatiert, dass sich Eichenschwellen bei einem Verwendungsalter von 5 bis 6 Jahren 3·5 mal und Föhrenschwellen 1·5 mal mehr zusammendrücken, als neue noch ungebrauchte.

Wenn nun auch diese Ergebnisse nicht so bedeutend erscheinen, dass sie einen ausschlaggebenden Einfluss auf den Bestand des Gleises erwarten liessen, so konnte diese Erscheinung, welche eine Lösung des Schienenfußes von den Nagelköpfen, und hiedurch eine Lockerung des Gleisegefüges befördert, doch keineswegs unberücksichtiget bleiben, und führte im Zusammenhange mit noch anderen, nicht minder wichtigen Erwägungen zu der immer mehr und mehr sich verbreitenden Anwendung von Unterlagsplatten.

Durch die Unterlagsplatten wird die Druckfläche auf der Schwelle derart vergrößert, und die Zusammendrückung in dem Maße vermindert, dass letztere für die Praxis ihre Bedeutung fast vollkommen verliert. *)

Beanspruchung der Schiene auf Bruchfestigkeit

Den größten und maßgebendsten Einfluss üben die verticalen Kräfte auf die Schiene im Sinne der Bruch- oder relativen Festigkeit aus.

Würde die Schiene als ein in zwei Stützen eingespannter Träger betrachtet werden, so betrüge deren Inanspruchnahme:

$$J_1 = \frac{1}{8} Pl \frac{e}{T}$$

worin P die in der Mitte zwischen beiden Stützpunkten wirkende Last, l die Entfernung der Stützpunkte, e den Abstand der äußersten beanspruchten Faser von der neutralen Achse und T das Trägheitsmoment für eine auf die Kraftebene senkrechte Schwerachse bezeichnet.

Wollte man dagegen die Schiene als einen unter sonst gleichen Verhältnissen auf den Stützen frei aufliegenden Träger ansehen, so wäre:

*) Vergleiche Sarazin, Centralblatt für die D. Bauverwaltung, 1883.

$$J_2 = \frac{1}{4} Pl \frac{e}{T}.$$

Den wirklich obwaltenden Verhältnissen entspricht aber weder die eine, noch die andere Annahme vollkommen, sondern es ist die Schiene als ein in einem mittleren Zustande befindlicher Träger anzusehen, demgemäß sich die Inanspruchnahme annähernd mit:

$$\frac{J_1 + J_2}{2}$$

d. i. $J = 0{\cdot}1875\ Pl \frac{e}{T}$ berechnet.

Der Wert $0{\cdot}1875\ Pl = M$ bezeichnet darin das größte Moment der äußeren auf die Schiene wirkenden Kräfte.

Richtiger wird diese Inanspruchnahme ermittelt, wenn die Schiene als ein auf unendlich vielen, gleich weit von einander entfernten, festen Stützen ruhender continuierlicher Träger betrachtet wird.

Nach Winkler ergibt sich für diesen Fall das Maximalmoment M für die Mitte des Feldes, wenn nur eine Einzellast im Stützenintervall in Betracht kommt, mit

$$M = 0{\cdot}1708\ Pl \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 1)$$

und wenn mehrere Lasten über mehrere Felder vertheilt sind, u. z. bei der ungünstigsten und gefährlichsten Lastvertheilung

$$M = -0{\cdot}1888\ Pl$$

$$\text{oder } M = -0{\cdot}189\ Pl \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 2)$$

Dieses letztere Moment, welches den in der Wirklichkeit vorkommenden Verhältnissen bei Belastung der Schiene nahezu entspricht, ist größer als das größte Moment an der Stütze des Trägers, und kann somit als Maximum für die Berechnung der Beanspruchung einer Schiene angenommen werden.

Dasselbe wird zwar infolge der erwähnten Eindrückung der Schwellen in die Bettung noch etwas erhöht, doch können bei dem geringen Betrage dieser Eindrückung, und wenn für l nicht der freie Abstand der Schwellen, sondern der Abstand von Mitte zu Mitte derselben angenommen wird, die unter Zugrundelegung dieses Maximal-Momentes ermittelten Schienenbeanspruchungen immerhin als richtig bezeichnet werden.

Eine factische Vergrößerung erfährt dieses Moment durch den Einfluss der Geschwindigkeit der über die Schienen rollenden Räder, indem dieselben in Folge der hiebei hervorgebrachten Durchbiegung der Schienen auf diese einen Centrifugaldruck C ausüben.

Bei Berücksichtigung dieses Einflusses ist dann das vergrößerte Max.-Moment

$$M_1 = 0{\cdot}189\ (P + C)\ l, \text{ bezw.}$$

$$M_1 = M\left(1 + \frac{C}{P}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 3)$$

Die Größe dieses Centrifugaldruckes wird bestimmt aus der Gleichung

$$C = \frac{Pv^2}{g\,r}$$

wenn r der kleinste Radius für die Durchbiegung der Schiene in *cm*,
v die Geschwindigkeit pro Secunde in *cm*,
P die Belastung in Tonnen,
g die Beschleunigung der Schwere in *cm*
ausdrücken.

Für die Ermittlung der Durchbiegung gilt aber

$$\frac{1}{r} = \frac{M_1}{\varepsilon\,T},$$

worin ε den Elasticitätsmodul bedeutet.

Sonach $$C = \frac{M_1 P v^2}{\varepsilon\,T g}$$

und bei Einstellung dieses Wertes von C in die Gleichung 3)

$$M_1 = M\left(1 + \frac{M_1}{\varepsilon}\frac{v^2}{T\,g}\right) = \frac{M}{1 - 0{\cdot}189\,\frac{Plv^2}{\varepsilon\,Tg}}$$

Hieraus ergibt sich dann die relative Vergrößerung des Max.-Momentes mit annähernd

$$\gamma = 1 + 0{\cdot}189\,\frac{Pl\,v^2}{\varepsilon\,T\,g} \quad . \quad . \quad . \quad 4)$$

und das erhöhte Max.-Moment

$$M_1 = \gamma\ 0{\cdot}189\ Pl \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 5)$$

Bei Annahme des Elasticitätsmodul für Stahl mit 2500 Tonnen und einem mittleren Verhältnisse von $\frac{l}{T} = \frac{100}{1000} = 0{\cdot}1$ ist sonach für eine Geschwindigkeit von

16·6 *m* per Secunde oder 60 *km* per Stunde $\gamma = 1{\cdot}1497$
22·2 „ „ „ „ 80 „ „ „ $\gamma = 1{\cdot}2661$

Bei Inanspruchnahme der Schiene in den Endfeldern treten etwas andere Verhältnisse auf.

Die diesbezügliche Rechnung ergibt, dass beim Zusammenstoße der Schienen ohne Laschen das Max.-Moment in einem Endfelde l' gleich ist jenem im Mittelfelde l, wenn $l' = 0{\cdot}863\ l$ angenommen wird.

In Wirklichkeit sind aber diese Verhältnisse viel günstiger, und zwar einestheils, weil im allgemeinen beim Zusammenstoße der Schienen Laschen in Verwendung stehen, und anderentheils, weil das Verhältnis

zwischen End- und Mittelfeldweite sich viel vortheilhafter gestaltet. Es erhalten nämlich die Endfelder mit Rücksicht auf die Laschen, welche behufs Verhütung der Längsverschiebung der Schienen („das Wandern") gegen die Unterlagsplatten der nächsten Schwellen sich stützen sollen, keine großen Weiten.

Dieselben betragen z. B. bei den hier in Betracht gezogenen Oberbauconstructionen im Durchschnitt 0·6 der Mittelfeldweite.

Nach Winkler beträgt das Max.-Moment für die Mitte des Laschenfeldes

$$M_1 = \frac{0{\cdot}259 + 0{\cdot}248\ \zeta}{1 + 1{\cdot}733\ \zeta} Pl,$$

worin ζ das Verhältnis $\frac{l'}{l}$ bedeutet, im vorliegenden Falle also 0·6.

Darnach ist

$$M_1 = 0{\cdot}204\ Pl' = 0{\cdot}123\ Pl \quad . \quad . \quad . \quad 6)$$

Es ist somit das Moment in einem Endfelde unter den gegebenen Verhältnissen geringer, als jenes im Mittelfelde, und es bleibt sonach letzteres, — also M_1 — für die Ermittlung des Maximum der Inanspruchnahme der Schiene unbedingt maßgebend.

Die dieser größten Inanspruchnahme entsprechende Tragkraft P_1 der Schiene wird abgeleitet aus der für einen geraden, senkrecht auf seine Achse belasteten Träger giltigen Gleichgewichtsgleichung

$$K\,T = M_1\,e \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 7)$$

worin K den größten vorkommenden Zug oder Druck pro Querschnittsflächen-Einheit bedeutet.

Bei Benützung des in der Gleichung 5) für M_1 ermittelten Wertes wird also

$$K\,T = \gamma .\ 0{\cdot}189\ P_1 l . e$$

und hieraus

$$P_1 = \frac{K\,T}{\gamma\, 0{\cdot}189\ l\,e}$$

$$P_1 = \gamma\ 5{\cdot}291\ \frac{K\,T}{l\,e}\ ^*) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 8)$$

*) Engesser entwickelt für das zur Berechnung der Inanspruchnahme bez. Tragfähigkeit der Schienen maßgebende Moment bezüglich der senkrechten Lasten eine andere Gleichung, und zwar in nachstehender Weise: (vergl. seinen Aufsatz: *„Über die Festigkeitsverhältnisse einiger neuer Eisenbahn-Oberbausysteme"* im Centralblatt der Bauverwaltung Nr. 31 vom Jahre 1890).

Denkt man sich die Querschwellen durch zwei Langschwellen von der gleichen wirksamen Bodenfläche ersetzt, so ist die Bettungsziffer f. d. *cm* bei den Langschwellen offenbar $c = \frac{C}{l}$. Das größte Moment, welches in dem Langschwellenstrang unter einer ruhenden Einzellast entsteht, ist (siehe die Abhandlungen von Zimmermann und von Schwedler in der Zeitschrift für Bauwesen 1887 und 1889) wenn man von dem unter normalen Verhältnissen geringfügigen Einfluss des Abhebens der Langschwelle vom Boden absieht,

Eine Verminderung dieser Tragkraft der Schiene tritt ein, wenn bei letzterer zufolge Abnützung der Querschnittsfläche das Trägheitsmoment verkleinert wird, und muss selbstverständlich bei Beurtheilung eines Schienenprofils auf diesen Umstand entsprechend Rücksicht genommen werden.

$$M_0 = \frac{P}{4}\sqrt[4]{\frac{4EJ}{c}} = 0{\cdot}25\ P\sqrt[4]{\frac{4EJl}{c}} = 0{\cdot}25\ Pl\sqrt[4]{\frac{4EJ}{Cl^3}}$$

$$\text{oder} = 0{\cdot}226\ Pl\sqrt[4]{\frac{6EJ}{Cl^3}} = 0{\cdot}226\ Pl\sqrt[4]{\psi},$$

wenn zum besseren Vergleich mit den Formeln des Trägers auf mehreren nachgiebigen Stützen die Ziffer 4 unter dem Wurzelzeichen durch die Ziffer 6 ersetzt wird.

J bezeichnet hierbei das Trägheitsmoment der Schiene.

Vorstehende Formel gilt annähernd auch für die Belastung durch eine unendliche Reihe gleich großer, in gleichen Abständen a befindlicher Lasten P, wenn a und c groß gegenüber J (Winkler's Gleichung).

Das Moment M_1 der Schiene, welches durch eine in der Mitte zwischen zwei Schwellen aufgebrachte Einzellast P hervorgerufen wird, ist nun jedenfalls größer als M_0, und zwar ist der Unterschied am größten für $\psi = 0$ (feste Stützen).

Hiefür ist $M_0 = 0$, $M_1 = 0{\cdot}171$ Pl,

somit Unterschied $U = 0{\cdot}171$ Pl.

Mit wachsendem ψ nimmt U ab und kann für $\psi = \infty$ gleich Null gesetzt werden.

Diesen Bedingungen genügt die Function

$$U = 0{\cdot}171\ Pl : (1 + \alpha \sqrt[4]{\psi}).$$

Wählt man $\alpha = 4{\cdot}5$, so ergibt sich der Engesser'sche Ausdruck mit

$$M_1 = \left(0{\cdot}226\sqrt[4]{\psi} + \frac{0{\cdot}171}{1 + 4{\cdot}5\sqrt[4]{\psi}}\right) Pl$$

in welchem dann bedeutet:

P den größten Raddruck im Ruhezustand (7000 *kg*)

l den mittleren Achsabstand der Querschwellen (93 *cm*)

ψ den Achsdruck $\frac{6EJ}{Cl^3}$

E den Elasticitätsmodul (2,000.000 *kg/cm*)

J das Trägheitsmoment der Schiene (Normal-Schiene der preuß. St. B. 1037 cm^4)

C die Bettungsziffer für die halbe Querschwelle.

Sieht man von dem unter gewöhnlichen Verhältnissen geringen Einfluss der Querschwellenbiegung auf die Druckvertheilung ab, so kann man setzen

$$C = 8600 = \frac{b\ u\ \gamma}{2}$$

In letzterem Ausdrucke bezeichnet:

b die Schwellenbreite (25 *cm*)

u Länge der Unterstopfung (mit Rücksicht auf die schwächere Unterstopfung in der Schwellenmitte sei $u = 250 - 20 = 230$ *cm*),

γ Bettungsziffer für den cm^3. (Entsprechend den Versuchen der Reichseisenbahnen, Organ 1889, Hett 4, wäre für den ungünstigsten Fall — Kies auf Lehmboden, $\gamma = 3$).

Durch Einstellung der in den Klammern angeführten, dem Normal-Oberbau der preußischen Staatsbahnen entsprechenden Werte in obige Gleichung, berechnet sich sodann für den genannten Oberbau

Betrachtet man nun die Art der Einwirkung der verticalen Kräfte auf ein Schienenprofil näher, so ergibt sich, dass der Schienenkopf auf Druck, der Schienenfuß auf Zug in Anspruch genommen wird.

Die erstangeführte Inanspruchnahme ist nun in der Regel geringer als letztere, weil mit Rücksicht auf allfällige Abnützung des Schienenkopfes dem Schienenprofil fast ausnahmslos eine solche Form gegeben wird, dass der Wert „e“ — d. i. der Abstand der äußersten gedrückten Faser (am Kopf) von der neutralen Achse größer ist, als jener der äussersten gezogenen Faser am Schienenfuß.

Werden nun die in Tafel I angeführten Schienen-Typen auf Grund vorstehender Berechnungen untersucht, so resultieren hieraus die in derselben Tafel unter Rubr. 23 und 25 verzeichneten Ergebnisse, und zwar enthält

Rubr. 23 die Beanspruchung des Schienenfußes pro Quadrat-Centimeter bei einer Geschwindigkeit der darüber rollenden Lasten von 60 *km*.

Rubr. 25 jene bei einer solchen von 80 *km* pro Stunde, ferner die

Rubr. 21 die in den zugehörigen Lieferbedingnissen für die betreffenden Schienen vorgeschriebenen Festigkeitsbedingungen, wie die diesen Festigkeiten entsprechenden Werte der Elasticitäts- oder richtiger Fließgrenzen, d. i. jener Werte, bei welchen die eintretenden Formveränderungen als bleibende anzusehen sind.

Die Rubriken 24 und 26 enthalten schließlich die Angaben, mit wie vielfacher Sicherheit die gerechneten Schienen den an sie gestellten Anforderungen entsprechen.

Die verzeichneten Beanspruchungen sind durchwegs auf Grund des Max.- Raddruckes von 7000 *kg* ermittelt; dieselben können somit, unter ungünstigen Umständen eine Steigerung bis auf das doppelte Maß erfahren, doch selbst dann werden die angeführten Schienentypen, — wie aus der Zusammenstellung hervorgeht — entsprechen, und den Einwirkungen der verticalen Kräfte ohne Gefahr des Bruches widerstehen.

Beanspruchung der Schiene auf Biegung.

Eine weitere für den Bestand des Gleisgefüges ebenfalls wichtige Einwirkung der Verticalkräfte ist die Durchbiegung der Schienen. Die Größe dieser Durchbiegungen wird aus der Gleichung der elastischen Linie ermittelt *).

$$\psi = 1{\cdot}16$$
$$M_1 = 188790\ kg/cm,$$

und hieraus die größte Inanspruchnahme im Schienenfuß = 1226 *kg*.

Das nach der Winkler'schen Gleichung für eine Geschwindigkeit von 60 *km* sich ergebende Resultat beträgt dementgegen für die größte Inanspruchnahme im Schienenfuß:

bei normalen Verhältnissen, also im Minimum . . . . . 1008 *kg*
bei abnormalen Verhältnissen, d. i. im Maximum . . . 2016 *kg*.

*) Vergleiche Winkler „Vorträge über Eisenbahnbau.“

Für ein Mittelfeld beträgt dieselbe, wenn die Last in der Mitte des Feldes steht, und die Lastvertheilung auf die Nachbarfelder sonst die ungünstigste ist:

$$\eta = 0{\cdot}0132 \frac{Pl^3}{\varepsilon T} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 9)$$

Bei Substituierung des Wertes von $\frac{P}{T}$ aus der Gleichung

$$K T = Me = 0{\cdot}189\ Ple \text{ ergibt sich}$$

$$\frac{P}{T} = \frac{K}{0{\cdot}189\,le}$$

$$\text{somit: } \eta = \frac{0{\cdot}0132}{0.189} \frac{Kl^2}{\varepsilon e} = 0{\cdot}0698 \frac{Kl^2}{\varepsilon e}$$

bezw., wenn für die größte zulässige Spannung des Stahlmateriales (K) im Durchschnitt 1·2 Tonnen und für den Elasticitätsmodul 2500 Tonnen angenommen wird.

$$\eta = 0{\cdot}0000335 \frac{l^2}{e}$$

In einem Endfelde mit schwebendem Stoße ohne Laschenverbindung beträgt die Durchbiegung

$$\eta = \frac{Pl^3}{24\,\varepsilon\,T} (1 + 1{\cdot}75\ l\,l' + 0{\cdot}142\ l^2)$$

bezw. für das Verhältnis

$$l' = 0{\cdot}6\,l$$

$$\eta = 0{\cdot}180 \frac{Pl'^3}{\varepsilon T} = 0{\cdot}0388 \frac{Pl^3}{\varepsilon T} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 10)$$

Demnach wäre hier die Durchbiegung nahezu 3mal so groß, wie in einem Mittelfelde.

Bei Vorhandensein einer Laschenverbindung und Annahme vollständiger Continuität des Schienenstranges, sollte aber die Durchbiegung nur

$$\eta = 0{\cdot}0151 \frac{l'^3}{\varepsilon T} = 0{\cdot}00326 \frac{Pl^3}{\varepsilon T}$$

betragen, d. i. 25% der Durchbiegung in einem Mittelfelde.

Dem entgegen haben aber Erfahrungen und Versuche ergeben, dass sie zum mindesten jener im Mittelfelde gleich kommt, was darauf hinweist, dass die Laschen der Bedingung der Continuität rücksichtlich der Durchbiegung des Gleises eigentlich nur wenig entsprechen.

Die bezüglichen Versuche von M. M. v. Weber ergaben nämlich nachstehende Resultate:

Druck auf die Schiene.	Belastung der Schiene in der Mitte zwischen zwei 97 *cm* entfernten Stützpunkten.	Belastung der Schiene in der Mitte am verlaschten schwebenden Stoß mit zwei 61 *cm* entfernten Stützpunkten.
in Tonnen.	Durchbiegung in *mm*.	
1	0·10	0·10
2	0·20	0·19
3	0·30	0·28
4	0·55	0·56
5	0·68	0·68

Hiernach war die Durchbiegung in Endfelde $l' = 0{\cdot}62\ l$ nahezu ebenso groß, wie im Mittelfelde, bezw. 4 mal so groß, als sich durch Rechnung nach obiger Formel bei vollkommener Continuität des Schienenstranges ergeben sollte.

Als wichtig wäre noch hervorzuheben, dass sich durch den Einfluss der Geschwindigkeit die Durchbiegung nahezu in demselben Verhältnisse vergrößert, wie das Moment der äußeren Kräfte.

Bei den hier in Betracht gezogenen Schienentypen ergibt sich nun, dass selbst die schwächsten von ihnen bei dem Maximaldrucke von 7000 *kg* sich höchstens auf circa 0·7 *mm* durchbiegen. Diese Durchbiegung ist für den Bestand der Schiene, bezw. des Gleises von keiner Bedeutung, auch dann nicht, wenn infolge Abnützung der Schiene, der Wert „e", d. i. der Abstand der äußersten Faser von der neutralen Achse, sich verringert, und die Einbiegung hiedurch etwas größer wird.

Wesentlich vergrößern wird sich die Durchbiegung der Schiene aber dann, wenn infolge Unregelmäßigkeiten am Gleise, etwa bei minder guter Unterstopfung einzelner Schwellen etc. sich die Stützweite l um ein Bedeutendes vergrößert.

Eine solche Vergrößerung der Stützweite hat aber nicht nur auf die Durchbiegung, sondern nicht minder auf die Inanspruchnahme der Schiene überhaupt einen außerordentlichen Einfluss, und geht daraus die hohe Wichtigkeit der guten Unterstopfung der Schwellen hervor.

Weitere Einwirkungen der verticalen Kräfte.

Die Einwirkungen der verticalen Kräfte, wie selbe bisher besprochen wurden, hatten sämmtlich die Tendenz, die Schienen, bezw. das Gleis in der Richtung der Schwere zu beeinflussen; nun bringen aber diese Kräfte in der Wirklichkeit erwiesenermaßen auch gegentheilige Wirkungen hervor, d. i. Hebungen der Schienen oder des Gleises nach aufwärts.

Wird nämlich eine Schiene derart belastet, dass zwischen zwei belasteten Feldern unbelastete vorkommen, so entsteht infolge der Durchbiegung der Schiene in den belasteten Feldern die Wirkung, dass sie sich in den unbelasteten Feldern hebt, wobei auf die Befestigungsmittel ein nach oben gerichteter Zug ausgeübt wird.

Dieser Zug ist nach Winkler, auf Grund der Theorie der continuierlichen Träger an den dem Stoß zunächst liegenden Schwellen mit 0·41 P, und an den Mittelschwellen mit 0·27 P ermittelt worden; derselbe wird aber dadurch vermindert, dass die Schwellen, welche die belasteten Felder unterstützen, sich mehr senken, als jene der unbelasteten Felder, und kann sogar ganz aufgehoben werden, wenn die Senkung der belasteten Schwellen eine bedeutendere wird.

Daraus geht wohl hervor, dass diese letztgedachte Einwirkung für die Stabilität der Oberbauconstruction von keiner besonderen Bedeutung ist; nichts destoweniger aber erscheint es nothwendig zu wissen, dass der Zustand der Bahn in Verbindung mit einer ungünstigen Belastungsweise das Entstehen solcher, nach oben gerichteter Kräfte, bewirken kann.

Größer wird diese Einwirkung, wenn die sonst unbelastete Schiene, an einem Ende eine Belastung erfährt, und dadurch das andere Ende gehoben wird, wobei der dem belasteten Ende nächst gelegene Stützpunkt zum Drehungspunkte für diese Bewegung wird.

Einfluss d Schiener länge.

Soll eine Schiene — von der Wirkung der Befestigungsmittel vorläufig abgesehen — der obangeführten Einwirkung widerstehen, so muss der auf der einen Seite des Stützpunktes nach abwärts wirkenden Kraft das Gewicht des auf der anderen Seite über diesen Stützpunkt reichenden Schienentheiles das Gleichgewicht halten, bezw. es muss sein:

$$\frac{Pl'}{2} + \frac{p\left(\frac{l'}{2}\right)^2}{2} = \frac{p\left(x - \frac{l'}{2}\right)^2}{2},$$

worin

P den nach abwärts wirkenden Druck,

p das Gewicht der Schiene pro laufenden Meter,

x deren ganze Länge,

l' die Entfernung der Schwellen am Stoße bedeutet.

Hieraus ergibt sich dann der verticale Druck, welchem eine Schiene in dem angedeuteten Sinne widersteht mit:

$$P = \frac{\frac{p\left(x - \frac{l'}{2}\right)^2}{2} - \frac{p\left(\frac{l'}{2}\right)^2}{2}}{\frac{l'}{2}},$$

und ist diesem Ausdrucke zu entnehmen, dass die Widerstandsfähigkeit der Schienen gegen das Heben mit der Länge derselben im quadratischen Verhältnisse wächst.

Aus dieser Darstellung ergibt sich, dass die Längendimension der Schiene für die Stabilität des Gleises nicht ohne Bedeutung ist, was weiterhin auch noch aus nachstehender Erwägung hervorgeht.

Die Entfernung der Achsen bei den Locomotiven, bezw. bei einigen besonderen Wagengattungen beträgt 4 bis 6 *m*; die Entfernung der Achsen zweier nach einander folgenden Fahrzeuge eventuell noch mehr. Bei Anwendung von Schienen größerer Längen wird es nun in der Regel zutreffen, dass immer zwei oder auch mehrere Achsen gleichzeitig auf eine Schiene zu stehen kommen, und so den durch einzelne Achsen hervorgebrachten ungünstigen Einwirkungen nicht nur der in der Gleis-Construction allein begründete Widerstand, sondern auch die durch die Belastung der Schiene vergrößerten Reibungswiderstände entgegenwirken.

Unter solchen Umständen wird sonach die Stabilität des Gleises durch die darüber rollenden Fahrzeuge selbst bedeutend erhöht, bezw. die erforderliche Sicherheit vermehrt, was bei Schienen geringerer Längen, bei welchen jeweils gleichzeitig nur eine Achse die Schiene belastet, nicht zutrifft.

Diese Erhöhung der Stabilität lässt sich rechnungsmäßig wohl nicht feststellen, doch ist dieselbe gewiss nicht unbedeutend, und es kann unter den die Erhöhung der Stabilität bewirkenden Mitteln, dasjenige der Anwendung längerer Schienen, welche statt Eines gleich mehrere Achsdrücke aufnehmen, gewiss als eines der wirksamsten angesehen werden.

Diese Anschauung findet ihre volle Bestätigung in den von Couard*) vorgenommenen Versuchen, mittelst welcher praktisch erwiesen wurde, dass die nachtheiligen Einflüsse, welche der Oberbau durch die Einwirkung von bewegten Lasten erleidet, durch die Vergrößerung der Schienenlängen wesentlich eingeschränkt werden.

Diese Erwägung war von besonderer Wichtigkeit für die französischen Bahnen, bei welchen früher vielfach noch Schienen von 5·5 und 6 *m* Länge in Verwendung standen.

Nach demselben Ideengange gelangte auch M. Davelny zu dem Schlusse, die Anwendung von 15 *m* langen Schienen zu empfehlen. Diese Länge mit einem Gewichte von 40 *kg* per Meter ergibt für eine Schiene ein Gesammtgewicht von 600 *kg*, was Davelny als das praktisch zulässige Maximum bezeichnet.

Thatsächlich begegnen wir in neuerer Zeit auch vielfach dem Bestreben, die Schienenlängen auf das möglichst zulässige Maß zu vergrößern.

Selbstverständlich kann diese Vergrößerung nicht gewisse praktische Grenzen überschreiten, und muss bei Feststellung derselben auf locale

*) Revue des chemins de fer 1889.

Verhältnisse, die Fabrikation, die Handhabung beim Verlegen und Auswechseln der Schienen, sowie schließlich auch auf die mit der Schienenlänge wachsende Dilatation, entsprechende Rücksicht genommen werden.

Ganz besondere Wichtigkeit besitzen die beiden letzteren Momente für die Wahl der Schienenlänge.

Was die Handhabung beim Erzeugen, Aufladen, Verfrachten und Verlegen anbelangt, so dürfte dieselbe bei entsprechenden Einrichtungen keine wesentlichen Schwierigkeiten bieten; die Auswechslungen einzelner Schienen jedoch, insbesondere, wenn selbe unvorhergesehen nothwendig werden, wird aber unter allen Umständen schwierig und umständlich bleiben.

Was weiter die Dilatation anbelangt, so soll dieselbe mit Rücksicht auf die Schonung der Fahrbetriebsmittel, wie auf die Betriebssicherheit gewisse Grenzen nicht übersteigen.

Die Größe der Dilatation ergibt sich aus der Gleichung

$$d = \alpha\ (t_0 - t)\ l,$$

wenn t die Temperatur beim Legen der Schienen, t_0 die höchste vorkommende Temperatur, bei welcher die Schienen zusammenstoßen können, l die Länge der Schienen, und $\alpha = 0{\cdot}0000118$ den Ausdehnungs-Coëfficienten für 1° C. bedeutet.

Mit Rücksicht auf verschiedene Ungenauigkeiten der in Betracht kommenden Daten, insbesondere aber auf den Umstand, dass die Temperatur der Schienen mit der hier in Rechnung gezogenen Temperatur der Luft, bei welcher die Schienenverlegung erfolgt, nicht immer übereinstimmt, wird es als zweckmäßig erachtet, den berechneten Resultaten einen Zuschlag von 2 *mm* zu geben.

Dieser Annahme entsprechend würde sonach bei einem größten Temperatursunterschiede von 50° C. (— 10° bis + 40° C.) die Dilatation selbst bei 15 *m* langen Schienen circa 11 *mm*, und bei einer für die Arbeitszeit entsprechenden Durchschnittstemperatur von + 15° C. circa 6 *mm* betragen und die zulässigen Dimensionen nicht übersteigen.

Erst nach eingehendster Erwägung aller dieser Momente, sowie bei entsprechender Berücksichtigung der localen Verhältnisse, kann eine Entscheidung über die Wahl der zweckmäßigsten Schienenlänge getroffen werden, und ist die Lösung dieser Frage, wie selbe bei den französischen Bahnen zumeist erfolgte, nämlich Verwendung von Schienen, welche doppelt so lang sind, wie die früheren, — insoferne die sich hienach ergebende Länge keine zu bedeutende wird — im Hinblick auf die Consequenzen bei Einführung neuer Schienenlängen in ein bestehendes System als eine zutreffende zu bezeichnen.

Die größten bisher verwendeten Schienenlängen waren 10—12 *m*; erst in allerletzter Zeit werden auch Versuche mit 15 *m* langen Schienen in größerem Umfange ausgeführt, so z. B. bei den österr. Staatsbahnen.

2. Querkräfte.

a) Größe der Querkräfte.

Dieselben werden, wie bei Darstellung der Bewegung von Fahrzeugen auf dem Gleis angeführt wurde, durch Momente hervorgerufen, welche sich ihrem Werte nach theoretisch nicht genau bestimmen lassen.

Es können demnach auch die Größen der Kräfte selbst, da dieselben aus diesen Momenten hervorgehen, auf theoretischem Wege nicht mit Sicherheit festgestellt werden.

Aber auch der empirische, bezw. experimentelle Weg zur Bestimmung derselben ist mit ganz bedeutenden Schwierigkeiten verbunden, weil sich selbst mit Zuhilfenahme aller praktisch verfügbaren Mittel auch nicht annähernd alle jene Einflüsse nachbilden lassen, welche beim Befahren der Gleise thatsächlich mitwirken und für den Bestand der Gleisconstruction von Bedeutung sind. Deshalb findet man auch über das Maß dieser Kräfte ziemlich differierende Annahmen.

In Nachstehendem sollen nun die beachtenswertesten diesbezüglichen Anschauungen angeführt werden.

Auf Grund von Erhebungen auf der Paris-Orleans-Bahn fand Brière*) aus einigen Wechselbeziehungen zwischen Gleise und Maschinen-Construction, dass die Seiten- oder Querkräfte unter normalen Verhältnissen durchschnittlich 1400 *kg*, d. i. circa 0·1 der Achsbelastung, erreichen, häufig aber diese Größe noch übersteigen.

Engesser**) nimmt als den der Wirklichkeit am besten passenden Wert für die Horizontalkraft bei Geschwindigkeiten von 60—100 *km* pro Stunde 0·2 bis 0·3 der Verticalkraft, d. i. 0·1 bis 0·15 der Achsbelastung an, bemerkt jedoch, dass diese Kraft nicht den ungünstigsten Voraussetzungen entspricht, dieselbe vielmehr in Wirklichkeit infolge von Schwankungen in den Achsbelastungen, mangelhafter Unterstopfung einzelner Schwellen etc. beträchtlich größer werden kann.

Ein in der Monatsschrift „Stahl und Eisen" (Nr. 9 vom Jahre 1890) enthaltener Artikel tritt der Annahme Engesser's entgegen, und hebt hervor, dass bereits vor 30 Jahren, als man die Geschwindigkeit

*) Vergl. Revue des chemins de fer 1883.

**) Centralblatt d. d. Bauverwaltung 1890, No. 31 — „Festigkeitsverhältnisse einiger neuer Oberbausysteme."

der Eisenbahnzüge von 60 *km* in der Stunde nur höchst selten überschritt, Scheffler durch Versuche, und nach ihm auch Reulaux in seinem „Constructeur" für die Berechnung der Achsen der Fahrzeuge bereits den wagerechten Druck zu 0·4 des senkrechten angenommen haben. Auch die ebenso alten Berechnungen von Wöhler und der im Taschenbuch der „Hütte" angenommene Wert nähern sich der Scheffler'schen Annahme. Es wird sonach insbesondere mit Rücksicht auf die Steigerung der Zugsgeschwindigkeit über 60 *km* pro Stunde die Annahme des seitlichen Druckes mit 0·4 des senkrechten, also mit 0·2 der Achsbelastung, unter Umständen sogar über 0·2 empfohlen.

J. Glauser, Controlingenieur im schweizerischen Eisenbahn-Departement, widmet der Frage des seitlichen Druckes der Fahrzeuge beim Eintritt in Gleisecurven eine eingehende Erörterung unter Berufung auf einen von Mackenzie in der Institution of Civil-Engineers in London gehaltenen Vortrag*).

Glauser hebt den richtigen Grundgedanken dieser bedeutsamen Studie Mackenzie's hervor, gemäß welchem die seitliche Pressung des vordersten äußeren Spurkranzes gegen die Schiene gleich jener Kraft angenommen wird, welche den gleitenden Reibungen aller Räder auf den Schienen bei horizontaler Drehung des Fahrzeuges um einen festen Punkt das Gleichgewicht hält, und berechnet dieselbe, indem er vorerst diesen Drehpunkt ermittelt. Hiebei erhält er als Resultat eine Doppelgleichung, welche er durch Versuche auflöst, und findet, dass beispielsweise für eine Güterzugsmaschine der Schweiz. Nord-Ostbahn mit einem Gesammt-Radstand von 3·27 *m* und den Raddrücken von 5—5·2—5·5 Tonnen der Seiten- oder Querdruck durchschnittlich ,3 Tonnen, d. i. somit circa 0·3 der Achsbelastung beträgt.

Es wird übrigens auch hier zugegeben, dass die zur Drehung des Fahrzeuges erforderliche Querkraft durch andere Umstände noch wesentlich modificiert wird, gleichzeitig aber bemerkt, dass sich der Betrag dieser Modification rechnerisch wird kaum jemals feststellen lassen, und man sich wird begnügen müssen, durch die Theorie im allgemeinen nur eine richtige Vorstellung über die maßgebenden Kräfte, und durch günstige und ungünstige Annahmen etwa eine gewisse Eingrenzung ihrer numerischen Werte zu erhalten.

Paradox und mit den Erfahrungen nicht übereinstimmend dürfte der Umstand hiebei erscheinen, dass der Curvenradius und die Geschwindigkeit (Einwirkung der Centrifugalkraft) bei Bestimmung des Seitendruckes nicht weiter in Betracht kommen sollen; doch ist dieser Widerspruch nur scheinbar. Die Größe des Krümmungsradius kommt that-

*) Glaser's Annalen Bd. XVII. Heft 4 vom Jahre 1885, Seite 61.

sächlich auch hier zur Geltung, doch übt selbe ihren Einfluss auf die Drehung der Fahrzeuge und hiedurch auf die von den einzelnen Rädern durchlaufene Weglänge aus. Die von dem Fahrzeuge durch seine beständige Ablenkung von der Tangentialrichtung verrichtete Arbeit wächst im umgekehrten Verhältnisse zum Curvenradius, ohne dass der die Ablenkung bewirkende Druck zwischen Schiene und Rad, normale Beschaffenheit der Fahrzeuge und des Oberbaues vorausgesetzt, bei verschiedenen Curvenradien eine Änderung erfahren würde. Der Einfluss der Geschwindigkeit, bezw. der Centrifugalkraft wird — wie bereits bei Erörterung der Verticalkräfte gezeigt wurde — durch Überhöhung des äußeren Schienenstranges behoben.

Alle die vorstehend angeführten Annahmen über die Größe der Querkräfte setzen eine normale Beschaffenheit der Fahrzeuge und des Oberbaues voraus; diese Querkräfte werden aber zufolge Übereinstimmung sämmtlicher Fachautoritäten größer, sobald anormale Verhältnisse eintreten, was auch durch manche in der Praxis beobachtete Vorkommnisse (Gleiseverschiebungen etc.) bestätiget wird.

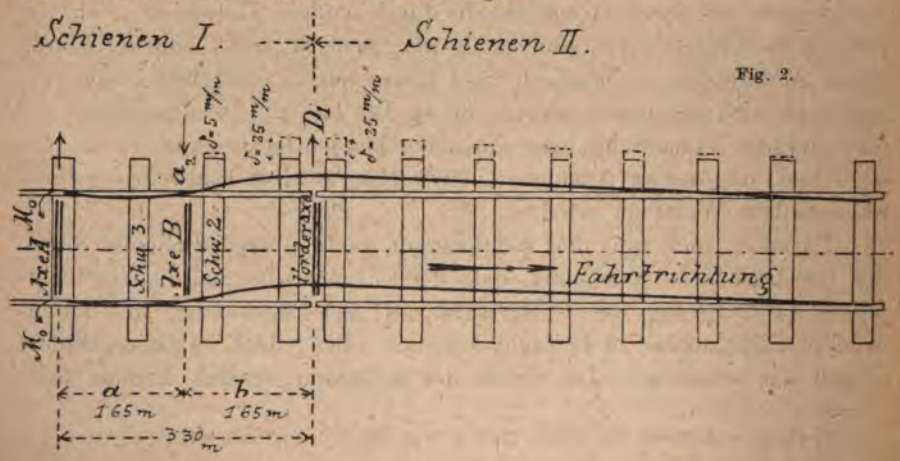
So hat M. Fuchs bei mehreren vorgekommenen Gleisverschiebungen auf Grund genauer Aufnahmen des Bahnzustandes nach der Verschiebung und sonstiger Erhebungen diejenigen Kräfte abgeleitet, welche zur Herbeiführung der vorgefundenen Gleisedeformationen gewirkt haben mussten.

Er fand, dass in einem besonders instructiven Falle bei ziemlich hoher Geschwindigkeit eine Querkraft gewirkt hatte, welche 7300 bis 7650 *kg*, also im Mittel circa 7500 *kg*, bezw. 0·52 der Achsbelastung gleich gesetzt werden kann.*)

*) W. Fuchs (Organ f. d. Fortschritte des Eisenbahnwesens, 1. Heft v. J. 1886.) „Der eiserne Oberbau."

Fuchs hält die Bemessung der Quer- oder Seitendrücke nach Weber mit 5000 *kg* für zu gering, und zwar auf Grund der von ihm, insbesondere beim Befahren mit schnellfahrenden Locomotiven beobachteten Einwirkungen.

Fig. 2.



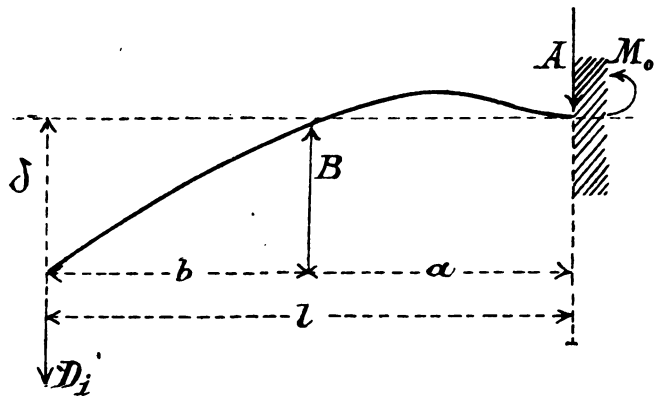
Diese Wertbestimmung wurde durch weitere Versuche von W. Fuchs und anderen bestätigt, und stimmt auch annähernd mit den Versuchen Wöhler's überein, nach denen sich der auf die Schienen ausgeübte Seitendruck bis auf 0·67 der Achsbelastung steigern kann, welche

In Fig. 2 ist der Gleisezustand dargestellt, wie er sich zufolge einer solchen Einwirkung bei einem geraden, aus 7·5 *m* langen Schienen bestehenden Querschwellen-Oberbau ergab. Hiefür gibt Fuchs nachstehende Erklärung:

Im selben Momente, als der Stoß des linken Vorderrades gegen den Schienenstoß erfolgte, standen auf dem Schienenpaar I die beiden Hinterachsen A und B der Locomotive und die Vorderachse, und belasteten diese Schienen in dem Maße, dass eine Verschiebung der Schwelle 3, und demnach auch eine Verschiebung des Gleises von der Achse B nicht möglich war, dagegen konnte die unbelastete Schiene bis zum nächsten Schienenstoß der Einwirkung des Stoßes willig folgen. Das Resultat dieser Einwirkung war die Verschiebung des Gleises um 25 *mm*, welches Maximum an dem Schienenstoß I, II, nächst welchem die Einwirkung erfolgte, erreicht wurde. Die Querkraft, welche hier zur Wirkung gelangte, musste so groß sein, dass selbe:

1. die Durchbiegung der Schiene I von 25 *mm* erzeugen, — (D_1)
2. die Reibung der verschobenen Gleisestücke an der Bettung überwinden konnte. (D_2).

Fig. 3.



Fuchs ermittelt aus diesen Kräfteäußerungen die Werte der Kräfte selbst, und zwar ad 1. Die Achse B hat durch ihr Gewicht die Schiene bei a_2 verhindert, dem Stoße zu folgen; sie hat hier somit wie eine Stütze gewirkt. In gleicher Weise hat die dritte Achse A, wo keine Verschiebung mehr eingetreten war, eine Stützenwirkung ausgeübt, und ist hier ein Einspannungsmoment M_0 hervorgerufen worden.

Es ist somit in diesem Falle, wie in Fig. 3 dargestellt, die Schiene als ein an einem Ende eingespannter Balken anzusehen, welcher in der Mitte gestützt, an seinem anderen freien Ende durch eine unbekannte Kraft D_i eine Durchbiegung δ erfährt, die Stützpunkte A und B liegen in gleicher Höhe. Nach der Elasticitätstheorie wird abgeleitet:

$$B = D_i + D_i \frac{3b}{2a}$$

$$A = \frac{3 D_i b}{2a}$$

$$M_0 = -\frac{D_i b}{2}$$

Annahme auch Winkler in seiner Theorie des Oberbaues als entsprechend acceptiert.

Jedenfalls kann der höhere Wert nur einem Zusammentreffen von besonders ungünstigen auf den Oberbau einwirkenden Momenten zu-

---

Die Durchbiegung am Ende δ_1

$$\delta_1 = \frac{1}{\Sigma J}\left(\frac{D_1 l^3}{3} - \frac{Ba^3}{3} - \frac{Bba^2}{2}\right)$$

oder nach Substituierung des Wertes von B aus obiger Gleichung

$$\delta_1 = \frac{D_1}{\Sigma J}\left\{\frac{l^3}{3} - \frac{a^3}{3}\left(1 + \frac{3b}{2a}\right) - \frac{a^2 b}{2}\left(1 + \frac{3b}{2a}\right)\right\}$$

und da $b = a = \frac{l}{2}$ war

$$\delta_1 = \frac{7}{96}\frac{D_1 l^3}{\Sigma J} \text{ oder}$$

$$D_1 = \frac{\delta_1 \Sigma J}{l^3} \cdot \frac{96}{7}$$

Werden in diese Gleichung die Werte, wie sie für den in Rede stehenden Versuch vorlagen, eingesetzt und zwar für $\Sigma = 2{,}750000$, $J = 146$, $l = 330$ und $\delta_1 = 2{\cdot}5\ cm$, so ergibt sich

$$D_1 = 383{\cdot}05$$

und für beide Schienen:

$$2\ D_1 = 766\ kg$$

eventuell mit Rücksicht auf die kleine Entlastung durch die Laschenconstruction rund 800 *kg*.

ad 2. Die Kraftäußerung D_2 setzt sich zusammen aus der Verschiebung des unbelasteten Gleisestückes von einer Schienenlänge mit rund 1000 *kg* Gewicht und der Verschiebung des 1·65 *m* langen, belasteten Gleisestückes von 200 *kg* Gewicht (beides im Mittel um $\frac{\delta_1}{2}$); ferner aus der Verschiebung der Vorderachse um δ_1 und des von der Schwelle 2 getragenen Theiles der Achse B ($^2/_3$ G), um circa $^1/_5\ \delta_1$.

Der Druck der Vorderachse betrug zwischen 11200—10500 *kg*, jenes der Mittelachse 14000 *kg*.

Bei Einstellung dieser Werte ergibt sich sonach als Arbeit der Kraft D_2:

$$D_2\delta_1 = \left(\frac{1000}{2} + \frac{200}{2}\right)\frac{\delta_1}{2} + \begin{cases}\frac{10500}{2}\delta_1 \\ \frac{11200}{2}\delta_1\end{cases} + 4700\frac{\delta_1}{5}$$

hieraus $$D_2 = \text{rot.} \begin{cases}6500 \\ 6850,\end{cases}$$

und die Summe der beiden Kräfteäußerungen

$$D = D_1 + D_2 = \begin{cases}800 + 6500 \\ 800 + 6850\end{cases} = \begin{cases}7300\ kg \\ 7650\ kg,\end{cases}$$

als die Größe der im vorliegend erhobenen Falle zur Wirkung gekommenen Querkraft.

In ähnlicher Weise hat Fuchs bei einer Gleise-Curve von 200 *m* Radius aus vorgekommenen Verschiebungen die erforderlich gewesene Querkraft D mit 8000 bis 8720 *kg* ermittelt, und glaubt auf Grund dieser Erhebungen, dass die aus den Betriebseinwirkungen resultierenden Maximal-Querkräfte mit 8000 *kg* nicht zu hoch angenommen werden

geschrieben werden, und treten derart große Querkräfte bei guter Erhaltung der Fahrbetriebsmittel und des Oberbaues wohl nur ganz ausnahmsweise auf.

Werden die verschiedenen im Vorstehenden wiedergegebenen Anschauungen über die Größe der auf den Oberbau einwirkenden Querkräfte zusammengefasst, so ergibt sich bei kritischer Würdigung der Momente, welche zu den einzelnen von einander abweichenden Annahmen führten, dass unter normalen Verhältnissen diese Querkräfte H am zutreffendsten mit 0·3 der Achsbelastung geschätzt werden können, weshalb auch dieser Betrag festgehalten und den weiteren Erörterungen zugrunde gelegt werden soll, somit

$$0{\cdot}3 \;.\; G = 0{\cdot}3 \;.\; 2\,P = 0{\cdot}3 \;.\; 14000 = 4200\ kg$$

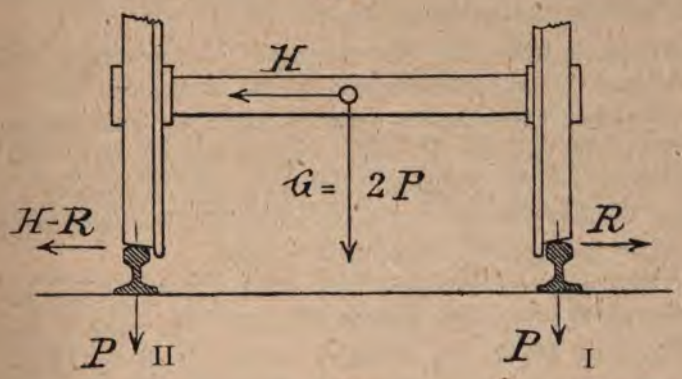
Hiebei darf aber bei Beurtheilung von auf solcher Basis beruhenden Ergebnissen nicht außer Acht gelassen werden, dass bei anormalen Verhältnissen und sonst ungünstigen Umständen, der obige Wert bis 0·6 der Achsbelastung erreichen kann, d. i.

$$0{\cdot}6 \;.\; G = 0{\cdot}6 \;.\; 14000 = 8400\ kg.$$

b) Wirkung der Querkräfte.

Die Querkräfte H, deren approximative Größe im Vorstehenden erhoben wurde, werden durch die Räder der Fahrzeuge auf beide Schienen des Gleises gleichzeitig übertragen.

Fig. 4.



Ihre Wirkung äußert sich in der Weise, dass auf der einen Schiene I) nach Überwindung der Reibung zwischen Rad und Schiene (R) ein Gleiten des Rades, auf der anderen Schiene (II) vermöge der Spurkränze seitliche Stöße verursacht werden. Letztere erfolgen bei der

Annahme, dass die Achsenlast G = 2 P = 14000 *kg* auf beide Räder gleichmäßig vertheilt ist mit der Kraft $f.\frac{G}{2}$ bezw., wenn der Reibungscoefficient zwischen Rad und Schiene (f), welcher für gewöhnlich 0·25, für nasse oder schlüpfrige Schienen aber 0·1 beträgt und mit dem letzteren ungünstigeren Wert in Rechnung gezogen wird, mit der Kraft:

0·25 G bis 0·55 G
oder 3500 bis 7700 *kg*.

Diese Querstöße haben nun in erster Linie das Bestreben, die Schiene aus ihrer normalen Lage zu verdrängen, was in zweifacher Weise geschehen kann, und zwar werden die Schienen entweder auf ihren Unterlagen verschoben, oder sie werden um die äußere Kante ihres Fußes gekippt, — umgekantet.

Verschiebung der Schienen auf den Schwellen

Der Verschiebung der Schiene wirkt entgegen:

a) Die Reibung zwischen dem Schienenlager und der Schwelle,

b) die Befestigungsmittel (Nägel oder Schrauben), bzw. der Widerstand derselben gegen das seitliche Verdrücken im Holze.

Der erstere Widerstand beträgt bei gleicher Vertheilung der Achsenlast auf beide Räder und unter der Annahme des Reibungscoefficienten zwischen Schiene und Schwelle mit f' = 0·5.

$$f\frac{G}{2} = 0{\cdot}5.\frac{14000}{2} = 3500\ kg.$$

Nachdem nun die bei gleicher Voraussetzung ermittelte Querkraft — normale Verhältnisse angenommen — ebenfalls 3500 *kg* ergab, so würde eigentlich die Reibung zwischen Schiene und Schwelle hinreichen, um eine seitliche Verschiebung der Schiene zu verhindern.

Thatsächlich trifft aber die gemachte Voraussetzung infolge der mehrerwähnten Unregelmäßigkeiten in der Bewegung der Fahrzeuge und der hiedurch entstehenden Schwankungen der Radbelastung in der Praxis nicht ein, vielmehr kommen zumeist bald größere, bald kleinere Abweichungen von der gleichen Vertheilung der Achsenlast vor, somit abnormale Verhältnisse, bei welchen sodann die Befestigungsmittel mehr oder weniger in Anspruch genommen werden.

Das Maximum der Inanspruchnahme der Befestigungsmittel ergibt sich, wenn im Momente der Entlastung einer Achse dieselbe gleichzeitig einen Seitenstoß gegen die Schiene ausübt; in diesem Falle kommt dann die Querkraft mit ihrer vollen Größe von 0·3 G = 4200, bzw. bis 0·6 G = 8400 *kg* zur Wirkung.

Es haben aber nicht die Befestigungsmittel auf einer Schwelle allein die ganze Querkraft aufzunehmen, sondern dieselbe wird zufolge der Steifigkeit der Schiene auch auf die Befestigungsmittel der nächst ge-

legenen Schwellen und zwar, wie vielfache Versuche ergeben haben, annähernd bis zur Hälfte übertragen.

Umkanten der Schiene

Dem Umkanten der Schiene wirkt entgegen:

a) das Gewicht des die Schienen belastenden Rades mit dem Hebelsarme $^1/_2$ b (halbe Schienenfußbreite),

b) die gleitende Reibung des 2. Rades auf Schiene I mit dem Hebelsarme H = h (Schienenhöhe) und

c) der Widerstand (V) der Befestigungsmittel bei Schiene II gegen deren Herausziehen aus der Schwelle mit dem Hebelsarme b.

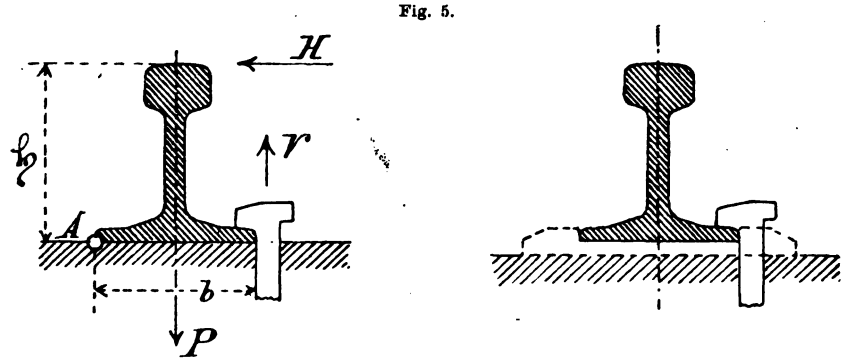
Für den Gleichgewichtszustand ergibt sich bei Voraussetzung der gleichen Belastung beider Räder einer Achse das Moment der Querkraft

$$Hh = \frac{G}{2} \cdot \frac{b}{2} + f \frac{G}{2} h + Vb;$$

bei Annahme des ungünstigen Falles aber, d. i. bei Entlastung der seitlich bewegten Achse

$$Hh = Vb.$$

Fig. 5.



Aus diesen Gleichungen lässt sich dann die vertical nach aufwärts wirkende Kraft V ermitteln, welcher die an der Innenseite des Schienenstranges angeordneten Befestigungsmittel widerstehen müssen, um ein Umkanten der Schienen zu verhindern.

Die Größe dieser Kraft wird, — wie aus obigen Gleichungen hervorgeht, — durch das Verhältnis der Schienenhöhe zur Schienenfußbreite beeinflusst und zwar wird V umso kleiner, je größer die Breite des Auflagers auf der Schwelle ist.

Dieses Verhältnis $\frac{h}{b}$ beträgt nun bei den in Tafel I und II angeführten Schienentypen:

a) bei der Stuhlschiene, als deren charakteristischer Typus diejenige der Midlandbahn (Type 36) angenommen wird

$$\frac{h}{b} = \frac{191}{298} = 0{\cdot}64$$

b) bei der Schiene der Paris-Lyon-Mittelmeer-Bahn (Type 17) gleich jenen in Amerika nahezu allgemein verwendeten breitfüßigen Schienentypen

$$\frac{h}{b} = \frac{130}{130} = 1{\cdot}0$$

c) bei der Belgischen Goliathschiene (Type 21.)

$$\frac{h}{b} = \frac{145}{135} = 1{\cdot}07$$

d) bei den sonst noch angeführten Schienentypen:

von $\frac{125}{110} = 1{\cdot}13$ (k. k. österr. Staatsbahnen, Type 1)

bis $\frac{130}{100} = 1{\cdot}3$ (italienische Staatsbahnen, Type 12).

Es ergeben sich somit die Kräfte, welche auf die Befestigungsmittel übertragen werden wie folgt:

1. Um die Befestigungsmittel in den Schwellen seitlich zu verdrücken . . . . . 4200 bis 8400 *kg*,

2. Um dieselben aus den Schwellen herauszuziehen:

a) beim Stuhloberbau $\frac{h}{b} = 0{\cdot}64$ .... 2688 bis 5376 *kg*,

b) bei Breitfußschienen

mit dem Verhältnis $\frac{h}{b} = 1{\cdot}0$ .... 4200 „ 8400 *kg*,

c) dto $\frac{h}{b} = 1{\cdot}07$ .... 4494 „ 8988 *kg*,

d) dto $\frac{h}{b} = 1{\cdot}13$ .... 4746 „ 9492 *kg*,

bis $= 1{\cdot}3$ .... 5460 „ 10920 *kg*,

Die Befestigungsmittel auf einer Schwelle müssten somit mit Rücksicht auf die Übertragung der Hälfte dieser Kräfte auf die nächsten Schwellen wenigstens den halben eben ermittelten Kräften widerstehen, um zu verhindern, dass die Schiene aus ihrer normalen Lage gebracht werde.

Durch das Eindrücken der Schwellen unter der äußeren Kante der Schiene kann sogar noch eine Erhöhung dieser Kräfte eintreten, weil hiedurch die Drehachse (A) — Fig. 5 — etwas nach Innen gerückt wird, doch wird diesem ungünstigen Umstande durch Anwendung von Unterlagsplatten mit gutem Erfolge begegnet.

Bei Verwendung von Unterlagsplatten wäre man versucht anzunehmen, dass sich die Drehachse A, um welche die Schiene

kantet, bis zum Rand der Platte verschiebt, wodurch die Auflagerbreite bedeutend vergrößert und V vermindert wird; bei dieser Annahme müsste sich z. B. bei dem Oberbau Type 1 Tafel I mit 10 *mm* starken und 190 *mm* breiten Platten das Verhältnis

$$\frac{h}{b} \text{ von } \frac{125}{110} \text{ auf } \frac{135}{150},$$

also von 1·13 auf 0·9 verbessern, und die Kraft V von 4746 auf 3780 *kg* vermindern, d. i. um circa 20 %.

Es kann aber diese Annahme mit Rücksicht darauf, dass zwischen Platte und Schiene kein eigentlicher fester Zusammenhang besteht, in der Praxis nicht in vollem Maße zur Geltung kommen.

Dagegen kommt bei Verwendung von Unterlagsplatten der große Vortheil zur Geltung, dass die Einwirkungen der Querkräfte auf die Schienen nicht auf einzelne Befestigungen, sondern vermittelst der Platten auf alle an denselben angebrachten Befestigungsmittel gemeinschaftlich übertragen werden. Selbstverständlich werden dann dieselben nicht durch rein horizontal oder rein vertical wirkende Kräfte, sondern in einer modificierten Weise in Anspruch genommen.

Aus der vorstehenden Darstellung ist zu ersehen, welche große Bedeutung die Haltfestigkeit der Befestigungsmittel in den Schwellen für die Widerstandsfähigkeit der Gleisconstructionen besitzt, und erscheint es sonach angezeigt, hierauf des Näheren einzugehen.

Haltfestigkeit der Befestigungsmittel

Die am häufigsten angewendeten Befestigungsmittel sind Nägel und Schrauben.

Die Haltkraft des Nagels wird bedingt durch die Reibung, welche infolge des Druckes des gewaltsam aus einander gepressten Holzes auf die Oberfläche des Nagels erzeugt wird. Sie steht somit in einem gewissen Verhältnisse zur Dichte und Festigkeit des Holzes sowie zur Oberfläche des Nagelschaftes.

Dichte und Festigkeit der für Oberbauschwellen gebräuchlichsten Holzgattungen drücken sich in nachstehenden Mittelwerten aus:

	Eiche	Buche	Lärche	Föhre	Tanne
1. Dichte	0·74	0·74	0·62	0·52	0·48
Vergleichsziffern	1·0	1·0	0·84	0·72	0·65
2. Druckfestigkeit pr. mm^2	**3·64**	**3·64**	**3·20**	**3·02**	**3·12**
Vergleichsziffern	1·0	1·0	0·88	0·83	0·86
3. Abscherungsfestigkeit parallel zur Faser pr. mm^2	**0·70**	**0·81**	**0·43**	**0·31**	**0·30**
Vergleichsziffern	1·0	1·16	0·61	0·44	0·43
4. Abscherungsfestigkeit senkrecht zur Faser	2·80	3·50	2·46	2·10	2·73
Vergleichsziffern	1·0	1·25	0·88	0·75	0·98
5. Torsionsfestigkeit pr. mm^2	0·97	0·91	0·65	0·54	0·46
Vergleichsziffern	1·0	0·94	0·67	0·56	0·47

Die Oberfläche des Nagelschaftes oder kurz des Nagels ist von der Form desselben abhängig, und haben diesbezügliche Versuche ergeben, dass wenn die Haltkraft eines prismatischen Nagels mit quadratischem Querschnitte als Einheit angenommen wird, die Haltkraft anders geformter Nägel in nachstehendem Verhältnisse steht:

Nagel mit quadratischem Querschnitte . .	1·0
„ mit 8kantigem Querschnitte . . .	0·83
„ mit rundem Querschnitte	0·79
„ in Pyramidenform	0·78
„ von ausgebauchter Form	0·79—0·91
„ mit Widerhaken	0·96
„ gewunden in Schraubenform . . . (nicht Tirefonds)	0·94
Schraubennägel (Tirefonds)	1·29—1·30

Nachdem weiter die Erfahrungen erwiesen haben, dass die Tirefonds bei der Erhaltung einige Schwierigkeiten bieten, so wird ziemlich allgemein der prismatischen Nagelform mit quadratischem Querschnitte der Vorzug eingeräumt.

Was nun die Größe der Haltkraft der Nägel anbelangt, so wird dieselbe mit

$$Q = Af$$

ausgedrückt, wobei f die im Holz befindliche Oberfläche des Nagels, also des Nagelschaftes und A einen Erfahrungscoefficienten bezeichnet.

Zur Feststellung dieses Coefficienten sind vielfache Versuche angestellt worden, die Resultate einiger der hervorragendsten sind in nachfolgender Tabelle zusammengestellt.

	Haltkraft eines Nagels in *kg*	pr. cm^2 eingeschlagener Nägelfläche — A — Nadelholz nicht impr.	Eiche nicht impr.	Buche nicht impr.	Anmerkung
1	Gegen Herausziehen in der Richtung der Nagelachse:				
	a) nach Karmarsch bei cylindrischen Stiften . .	20	43	45	Die Haltkraft der Nägel im Nadelholz zu jener im Eichenholz wie 1 : 2
	b) nach Kaven bei 4-kantigen Nägeln, 14 *mm* stark, 142 *mm* eingeschlagen	23	45	.	
	c) nach Funk bei 4-kantigen Nägeln, 12 *mm* stark, 110 *mm* eingeschlagen	31·6	63·9	.	Krausgewachsenes Holz hat 10—50% größere Haltkraft als das geradegewachsene.
	12 *mm* stark, 122 *mm* eingeschlagen . . .	31·1	68·6	.	
	14 *mm* stark, 146 *mm* eingeschlagen . . .	34·3	65·0	.	
	d) nach Weber bei 4-kantigen Nägeln 14 *mm* stark 140 *mm* eingeschlagen (73 cm^2 Nagelfläche)	23·5	47·0	.	Imprägnierung mit Chlorzink ändert die Haltkraft gar nicht.
		nicht impr.	Eiche impr.	Eiche nicht impr.	
	e) nach Susemihl. 4-kantige Nägel 15 *mm* stark, 135 *mm* frisch eingeschlagen, im Ganzen	3198	3646	.	Imprägniert mit Theeröl.
	pro cm^2 — A.	45·2	49·8	.	
	19 *mm* starke Schienenschrauben 120 *mm* frisch eingeschlagen 72 cm^2	.	4606	4198	Haltkraft der Schrauben ist 29% größer als jene 4-kantiger prismatischer Nägel.
	pro cm^2 Fläche A	.	63·8	58·3	
	in Gleisen nach 20 Monaten ($1^3/_4$ J.) . .	2446	2977	.	Abnahme der Haltkraft der Nägel um 23·5 %.
	pr. cm^2 Fläche — A.	33·5	40·7	.	
	in Gleisen nach 45 Monaten ($3^3/_4$ J.) . .	2122	.	4723	dto. um 33·6 %.
	pr. cm^2 Fläche — A.	29·0	.	65·6	

	Gegen seitliche Verdrückung	im Ganzen	A pr. cm^2	im Ganzen	A pr. cm^2	Anmerkung
		Nadelholz		Eichenholz		
2	Bei 4-kantigen Nägeln, 14 *mm* stark eingeschlagen (73 cm^2)					Haltkraft der Nägel im Nadelholz gegen Eiche steht sonach in dem Verhältnisse wie:
	für eine seitliche Verdrückung 6 *mm*	966	13·2	1127	15·4	1 : 1·16
	für eine seitliche Verdrückung 12 *mm* . . .	1076	.	1386	.	
	für eine seitliche Verdrückung 18 *mm* . . .	1184	16·2	1553	21·3	1 : 1·31
	für eine seitliche Verdrückung 24 *mm* . . .	1279	.	1746	.	
	für gänzliches Herausziehen	1829	25·0	2486	34·0	1 : 1·36

Diese Resultate können aber nicht ohne Weiteres für die vorliegenden Betrachtungen benützt werden, denn in den seltensten Fällen gehen die durch den Betrieb hervorgerufenen Einwirkungen dahin, dass die Befestigungsmittel eine Inanspruchnahme in der Richtung ihrer Längenachse oder rechtwinkelig auf dieselbe erfahren, sondern es treten in der Regel diese beiden Einwirkungen gleichzeitig und einander modificierend auf.

Über die aus einer derartigen Inanspruchnahme der Befestigungsmittel resultierenden Ergebnisse, geben die von Weber vorgenommenen Versuche vielfache Aufklärungen. *)

Dieselben erscheinen in nächstfolgender Tabelle zusammengestellt.

Die Weber'schen Versuche bestätigen die bereits betonte Abhängigkeit der Haltkraft der Nägel — und zwar sowohl in Bezug auf seitliche Verdrückung wie in Bezug auf Herausziehen — von den Eigenschaften der verwendeten Holzart, insbesondere aber von deren Dichte, Druck- und Abscherungsfestigkeit.

Nach diesen Versuchen ergab sich das Verhältnis der Haltkraft in Eichen- und Föhrenholz für das normale Herausziehen des

Nagels wie	1 : 0·5,
für seitliches Verdrücken . . .	1 : 0·8,
und für seitliches Herausziehen wie	1 : 0·6.

Außerdem wurde durch die Versuche constatiert, dass das Imprägniren der Schwellen auf die Haltkraft keinen Einfluss hat; ferner dass Nägel, welche in ausgespante Löcher eingeschlagen werden, eine ganz gleiche Haltkraft haben wie Nägel im frischen Holz, und dass geringere aber oft wiederholte Einwirkungen größere Verdrückungen hervorzurufen vermögen, als einzelne stärkere Einwirkungen.

Was nun die Widerstandsfähigkeit der Nägel selbst anbelangt, so wurde durch die Versuche festgestellt, dass dieselbe, insbesondere jene gegen seitliche Einwirkungen, sehr gering ist.

*) Vergl. M. M. v. Weber die Stabilität des Gefüges der Eisenbahn-Gleise.

	Die Befestigung erfolgte mit Nägeln, welche 73 cm^2 im Holze stecken; ohne Platten mit 2, mit Platten mit 3 Stück	Bei einer Krafteinwirkung gegen den Schienenkopf in *kg*											
		500	750	1000	1250	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000
		auf die Befestigungsmittel übertragene Kraft in *kg* bei h/b = 1·2											
		600	900	1200	1500	1800	2400	3000	3600	4200	4800	5000	6000
		Spurerweiterung in *mm*											
1	Auf 1 Schwelle mit 2 Nägeln, Kiefer . .	10	13[1]	.	.	Umk	anten	[1]) bei	750 *kg*	erfol	gte A des N	usheb agels	ung
2	auf 2 Schwellen mit je 2 Nägeln, Kiefer .	.	.	13[1]			[1])	Verd	rücku	ng d.	äußer	en N	agels
3	auf 3 Schwellen mit je 2 Nägeln, Kiefer .	.	.	6	10 Lös	— ung	[2]Ngl des G	efüge	s				
4	auf 4 Schwellen mit je 2 Nägeln, Kiefer .	.	4	.	9 Lös	— ung	. d. Ge	. füges	36				
5	Auf 1 Schwelle mit je 2 Nägeln, Eiche .	6	.	7·5 Verd	. rücku	9[1]) ng d.	. N.	30 Um	[1])Aus k an	heben ten	des	Nage	ls
6	auf 2 Schwellen mit je 2 Nägeln, Eiche .	3	.	4·5	.	7·5	10·5	13	2^3·5	ein N d. äu	gl. au ßere	sgeho verdr	ben ückt
7	auf 3 Schwellen mit je 2 Nägeln, Eiche .	1·5	.	4·5	.	6	7·5	10·5	14·5	16	24	28	
	Completes Gleise von 18 Fuß langen Schienen 7 Kieferschwellen, verlascht												
8	Pressung über d. mittl. Schwelle	1·5	.	8	.	10 [1]Ngl.	12	17 [3]Ngl	19 [5]Ngl	.	26 [1]Ng.	lösen	sich
9	Pressung über dem festen Stoß	6	.	13	.	19	.	25	.	.	38		
	Bei Anwendung von Platten, innen 1, außen 2 Nägel												
10	auf 2 Schwellen mit Platten	1·5	.	4·5	.	6	7·5	Lösu	ng d.	Gefü	ges		
11	auf 3 Schwellen mit Platten	.	1·5	3·0	4·5	6	9	10·5	Lösu	ng d.	Gefü	ges	
12	auf 4 Schwellen mit Platten	1·5	.	3·0	4·5	.	6	10·5	.	13	Lös.	d. Ge	füges
13	auf 5 Schwellen mit Platten	1·5	.	3·0	.	4·5	6	7 5	9	10·5	16·0	Lös.	d. Ge füges
	mit verkehrten Platten 2 St. innen	1·5	.	3	.	4·5	5·5	7·5	10·5	13	14·5	16	28
14	auf 6 Schwellen mit Platten	1·5	.	3	.	4·5	5·0	6·0	9	10·5	13	. Lös	17·5 ung
	mit verkehrten Platten	1·5	.	3	.	4·5	5·5	6·5	9	14·5	16	.	19
15	Bei Belastung des Gleises ohne Platten: unbelastet	4·0	.	9·0	.	16	22	31	Lösu	ng d.	Gefü	ges	
16	mit einem 2-achsigen Wagen belastet 7250 *kg* Achsenlast . . .	1·5	.	1·5	.	3	4·5	6	9	17·5	25 0	31	4
17	mit einer Maschine 11000 *kg* Achsenlast	.	.	.	.	1·5	3	3·7	4·5	6		5	32

Die bei den Versuchen 1 bis 7 erhaltenen Mittelwerte ergaben, dass das Lockerwerden der Nägel und somit der Beginn der Lösung des Gleisgefüges schon bei Querkräften von 1250 *kg* im Eichenholz und 750 *kg* im Föhrenholz eintreten kann, während das Herausziehen des Nagels aus der Eichenschwelle im Durchschnitt bei einer Kraft von ca. 1500 *kg*, und aus der Föhrenschwelle bei einer solchen von 925 *kg* erfolgte.

Hieraus berechnete sich die Haltfestigkeit des Nagels, dessen im Holze befindliche Oberfläche 73 cm^2 betragen hatte, für das Eichenholz mit 20·9 *kg* pr cm^2, für das Kieferholz mit 12·6 *kg* pr. cm^2, also viel weniger, als die Versuche von Kaven und von Funk ergaben.

Dieser Umstand wird damit erklärt, dass bei den Versuchen von Weber die Nägel nicht direct in der Längsachse gezogen wurden, sondern der Wirklichkeit entsprechend der Angriff in der Weise geschah, dass während der Hebung des Nagels gleichzeitig auch eine energische Tendenz, denselben nach rückwärts zu drängen, erfolgte, wodurch eine Erweiterung des Nagelloches und eine Lockerung des Nagels im Holze bewirkt wurde.

Bei den an einem completen, normal ausgeführten Gleis durchgeführten Versuchen 8 und 9 ergab sich weiter, dass es zum Verdrücken des ersten Nagels der doppelten Kraft bedurfte, als sonst zum Ausziehen eines Nagels für nothwendig ermittelt wurde, wodurch die Annahme Bestätigung findet, dass durch die Steifigkeit der Schiene annähernd die Hälfte der einwirkenden Seitenkraft auf die Befestigungsmittel der nächstgelegenen Schwellen übertragen wird.

Die Versuche 10 bis 14 lassen ferner die Annahme zu, dass die Widerstandsfähigkeit der Befestigung bei Verwendung von Unterlagsplatten nahezu um 55% größer wird, als ohne Platten, was darin begründet erscheint, dass vermittelst der Unterlagsplatte die Befestigungsmittel zu einer gemeinsamen Entgegenwirkung vereinigt werden, und überdies die Platten die Möglichkeit einer seitlichen Verdrückung der Nägel vor deren Herausziehen vermindern.

Die Versuche 13 und 14 ergaben weiter, dass bei Anwendung 3-lochiger Platten die Anordnung derselben, d. h. ob die mit zwei Nägeln zu befestigende Seite innerhalb oder außerhalb des Gleises angebracht wird, für die seitliche Verschiebung der Schiene bis zu 16 *mm*, — was bei einem Druck von circa 4000 *kg* erfolgte — ziemlich gleichgiltig bleibt.

Erst bei einem größeren Querdrucke, bei welchem sonst die Lösung des Gleisgefüges eintrat, erwies sich die Anordnung der zweifachen Nagelung innerhalb des Gleises von Vortheil, indem ein in dieser Weise befestigtes Gleis bei Erhöhung dieses Druckes bis zu 6000 *kg* eine weitere Verschiebung bis 25 und 38 *mm* zuließ, ohne dass das Gleise-

Gefüge vollständig gelöst wurde, wenn auch das Gleis bei dieser bedeutenden Deformation nicht mehr benützbar war.

Die Widerstandsfähigkeit des Gleises gegen Zerstörung wird somit durch die letztgedachte Anordnung erhöht.

Zum Schluss möchte noch der Versuche 15—17 erwähnt werden, aus welchen hervorgeht, welche hohe Bedeutung für den Zusammenhalt des Gleises die gleichzeitige Belastung desselben, und die durch diese hervorgebrachten Reibungen zwischen Rädern und Schienen, sowie zwischen Schienen und deren Unterlagen besitzt.

So wurde festgestellt, dass bei einer Radbelastung von 3000 *kg* eine Widerstandsfähigkeit gegen seitliche Verschiebung, und bei 4000 *kg* eine solche gegen Umkanten der Schiene erreicht wird, welche Belastungswirkung größer ist, als jene der gewöhnlichen Nagelung. Ebenso wurde dargethan, dass in den meisten in der Praxis vorkommenden Fällen erst die Summe der Widerstände aus der Nagelung und gleichzeitigen Belastung der Gleise ausreicht, um die Schiene am Umkanten oder seitlicher Verschiebung zu hindern, so dass, wenn durch ein ungünstiges Zusammentreffen der Verhältnisse eine seitliche Oscillation des Fahrzeuges einen Punkt der Schiene trifft, welcher gleichzeitig zufolge einer verticalen Schwingung dieses Fahrzeuges ganz oder zum großen Theile entlastet wird, und sohin der seitlichen Einwirkung nur der ungenügende Widerstand der Nagelung entgegenwirkt, seitliche Ausbiegungen oder Verschiebungen der Schiene entstehen müssen, welche unter Umständen eine Zerstörung des Gleises zu Folge haben können.

Aus diesen über die Widerstandsfähigkeit der Befestigungsmittel gemachten Erhebungen können nun nachstehende Folgerungen gezogen werden:

Die Lösung des Gleisgefüges beginnt mit der Lockerung der Befestigungsmittel in der Regel bei einer seitlichen Verschiebung von über 10—13 *mm*, zu deren Hervorbringung — eine Befestigung mit prismatischen Nägeln von quadratischem Querschnitte vorausgesetzt — je nach Verwendung von Kiefer- oder Eichenschwellen Querkräfte von circa 750, bezw. 1250, bei Verwendung von Unterlagsplatten von circa 1150, bezw. 1900 *kg* genügen; doch gehen derartige Verschiebungen nach Aufhören der Einwirkung wieder zurück.

Bemerkbar und bleibend werden diese Verschiebungen, wenn gegen den Schienenkopf Kräfte einwirken, welche den ermittelten und in nachstehender Tabelle zusammengestellten Größen annähernd gleichkommen:

	Größe der Kräfte in *kg* welchen die Schienenbefestigungen zu widerstehen vermögen bei einem Verhältnis h/b wie				
	0·6	1	1·07	1·13	1·2	1·3
	bei Stuhlschienen	bei breitfüßigen Schienen				
a) bei Befestigung mit 2 prismatischen Nägeln von quadrat. Querschnitt						
Kieferschwellen ohne Unterlpl. .	4650	1800	1682	1592	1500	1377
mit „ .		2790	2607	2467	2325	2134
Eichenschwellen ohne „ .	7750	3000	2803	2633	2500	2308
mit „ .		4610	4314	4081	3875	3577
b) bei Befestigung mit 3 Nägeln						
Kieferschwellen ohne Unterlpl. .	6975	2700	2523	2390	2250	2070
mit „ .		4200	3910	3704	3500	3208
Eichenschwellen ohne „ .	11160	4320	4047	3833	3600	3323
mit „ .		6696	6257	5925	5580	5150
c) bei Befestigung mit 2 Schrauben innen und 1 Nagel außen						
Eichenschwellen ohne Unterlpl. .	13613	5270	4925	4663	4392	4052

Vorstehende Werte beziehen sich durchwegs auf frische Nagelung in vollkommen gesunde bisher nicht gebrauchte Schwellen.

Die hier angeführten Ziffern repräsentiren die Widerstandsfähigkeit der verschiedenen Befestigungsarten verschiedener Oberbauconstructionen, ermittelt unter Berücksichtigung der sämmtlichen diesbezüglichen Versuchsergebnisse.

Vergleicht man diese Ziffern mit den auf Seite 38 zusammengestellten Werten jener Kräfte, welche auf die Befestigungsmittel übertragen werden, so ergibt sich, dass dieselben bei normalen Verhältnissen, d. i. wenn nur die Hälfte dieser letzteren Kräfte auf die Befestigungsmittel einer Schwelle zur Übertragung gelangt, den an sie gestellten Anforderungen zum großen Theile entsprechen.

Es darf aber hiebei nicht unberücksichtiget bleiben, dass die in letzterer Tabelle ermittelten Größen sich ausnahmslos auf frische Nagelung und Verwendung von gesunden, bisher ungebrauchten Schwellen beziehen, und dass sich diese Größen mit dem Alter der Schwellen und

nach Maßgabe der zufolge der Einwirkungen des Betriebes unaufhaltsam fortschreitenden Verrodung des Schwellenholzes, wesentlich vermindern. Bei Berücksichtigung dieses Umstandes können die angeführten Befestigungsarten bei den breitfüßigen Schienen für längere Dauer kaum ausreichende Beruhigung gewähren.

Außerdem werden auch die an den Berührungsflächen zwischen Befestigungsmitteln und dem Schienenfuß hervorgebrachten Pressungen, infolge Übertragung der bei den breitfüßigen Schienen vorkommenden, größeren Einwirkungen so beträchtlich (2100 bis 5460 *kg*, also 1000 bis 2250 *kg* pr. cm^2), dass sie das Schienenmaterial schädigend beeinflussen müssen, was eine rasche Abnützung an den Berührungsflächen und ein Lockerwerden der einzelnen Constructionstheile zu Folge hat.

Viel günstiger gestalten sich nun alle diese Verhältnisse bei dem Stuhloberbau, bei welchem nebst der besonderen Einfachheit und Widerstandsfähigkeit der Befestigung einestheils der Vortheil erzielt wird, dass zufolge des großen Auflagers der Stühle auf den Schwellen, letztere keinen solchen intensiven Einwirkungen ausgesetzt sind, weshalb sie hinsichtlich der mechanischen Zerstörung ganz bedeutend geschont werden und für längere Dauer ihre Widerstandsfähigkeit behalten; andererseits erleidet aber auch die Schiene, welche bei ihrer Lagerung in den Stühlen mit einem großen Theil ihres Profilumfanges festgehalten wird, mit Rücksicht auf diese große Berührungsfläche zwischen Schiene und Stuhl (26·4 cm^2), keine so bedeutenden Pressungen (161 *kg* pr. cm^2).

Es wird demnach weder das Material der Schienen, noch jenes der Stühle übermäßig in Anspruch genommen, und infolge dessen auch viel weniger abgenützt.

Als eine weitere außerordentlich wichtige Folgerung aus den Versuchen und Erhebungen Weber's resultiert die Bestätigung der auch anderweitig gemachten Erfahrungen, dass die Befestigungsmittel nur in Verbindung mit den durch die Betriebslasten selbst erzeugten Reibungskräften den äußeren Angriffen der Betriebsmittel zu widerstehen vermögen; fehlen diese Kräfte aus irgend einem Grunde, sei es, weil infolge schlüpfriger Schienen (Glatteis etc.) eine Verminderung des Reibungscoefficienten eingetreten ist, sei es, weil durch vorhandene Mängel des Gleises oder der Fahrbetriebsmittel bedeutende, unregelmäßige Schwingungen der Tragfedern entstehen, so dass einzelne Achsen gerade in dem Augenblicke entlastet werden, in welchem sie eine Seitenbewegung ausführen, so ist eine Lösung des Gleisgefüges immerhin zu befürchten.

Im ersteren Falle kann zwar der herabgeminderte Reibungscoefficient, z. B. durch Sandstreuen wieder vergrößert, dagegen die in zweiter Linie angeführten ungünstigen Umstände durch sorgsame Erhaltung des Oberbaues und der Fahrbetriebsmittel auf das geringste Maß reduciert

werden; allein es bleibt doch nur ein Mittel übrig, jene Unregelmäßigkeiten möglichst unwirksam zu machen, nämlich, die in der Construction des Gleises selbst begründete Widerstandsfähigkeit thunlichst zu vergrößern, und dieselbe von der Reibung und von etwaigen ungünstigen Zufälligkeiten weniger abhängig zu machen.

Es erscheint dies umso wünschenswerter, nachdem — wie Versuche ergeben haben — selbst durch geringe Einwirkungen des Fahrmaterials, Veränderungen in der Lage der Schienen bis zu 10 und 25 *mm*, — d. i. Beginn der Lösung des Gleisegefüges — möglich sind, die, obzwar die Schienen nach Aufhören der Einwirkung infolge ihrer Elasticität selbst bei Spurerweiterungen von 25 *mm* fast vollständig wieder zurückgehen, und keine bemerkbaren Spuren hinterlassen müssen, denn doch bei neuerlichem Eintreten selbst geringer, ungünstiger Zufälligkeiten Gefahr hervorbringen können, indem eine Störung des Gleisegefüges bereits begonnen hat.

Die Erwägungen, in welcher Weise diesen Übelständen zu begegnen wäre, geben berufenen Kreisen Veranlassung sich fortgesetzt mit dieser Frage zu beschäftigen, so dass ein Mangel an Verbesserungsvorschlägen eigentlich nicht besteht.

Auch die Techniker-Versammlungen des V. D. E.-V. befassten sich in den Jahren 1874—78—84 eingehend mit diesem Gegenstande.

Das Resultat der bezüglichen Erörterungen gipfelte in der Anempfehlung der Construction eines kräftigen Oberbaues mit Stahlschienen und Eichenschwellen, oder bei Anwendung weicher Schwellen ausgiebiger Vermehrung der Unterlagsplatten; überdies wurde auch der Verwendung von Schienenschrauben das Augenmerk zugewendet.

Im allgemeinen stimmen die zum Ausdruck gebrachten Anschauungen mit der von Susemihl seinerzeit ausgesprochenen Ansicht überein, wonach die beste Befestigung der Schienen auf hölzernen Schwellen erzielt wird, wenn bei Verwendung von Unterlagsplatten an der Innenseite des Schienenstranges, Schrauben, und an der Außenseite vierkantige Hakennägel angebracht werden.

Diese Constructionsweise, welche bei Einführung neuer Systeme vielfach Anwendung findet, ist auch thatsächlich als eine nicht unbedeutende Verbesserung der früheren Befestigungsarten anzusehen.

Eine weitergehende Verbesserung der Befestigungsart breitfüßiger Schienen wird durch die bei einigen Bahnen bereits in Verwendung stehende und bei den Deutschen Bahnen speciell vorgeschlagene Befestigung der Schienen mittelst Klemmplatten erhofft.

Der Vortheil dieser Befestigung liegt besonders auch darin, dass die zwischen Schienenfuß und den Befestigungsmitteln durch Übertragung der Kräfte entstehenden Pressungen, welche — wie gezeigt wurde — eine bedeutende Größe erreichen können, auf größere Berührungs-

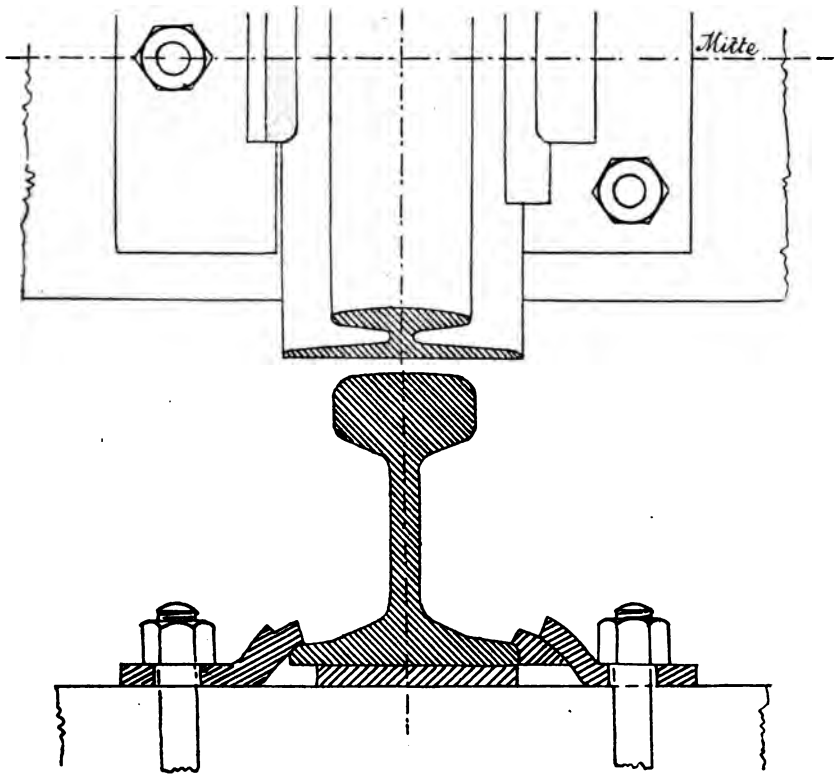
flächen vertheilt werden, infolge dessen das Material der Schienen, wie der Befestigungsmittel, weniger in Anspruch genommen und sohin auch weniger abgenützt wird.

Eine ähnliche Tendenz verfolgen auch die in neuester Zeit gemachten Vorschläge über Befestigung von breitfüßigen Schienen mittelst eiserner Keile.

Zwei der neuesten und dabei eigenartigen Befestigungsweisen erscheinen in Fig. 6 und 7 dargestellt.

Fig. 6 zeigt die Befestigung nach Sandberg.

Fig. 6.



Um den Nachtheil der Befestigung der Fußschiene im Entgegenhalte zur Stuhlschiene zu beheben, wendet Sandberg bei dem von ihm vorgeschlagenen Oberbausystem (Goliathschiene) Unterlagsplatten an von 12—8″ Breite, $^1/_2$″ Stärke, welche mit 3 Schrauben oder Nägeln an die Schwelle befestigt werden.

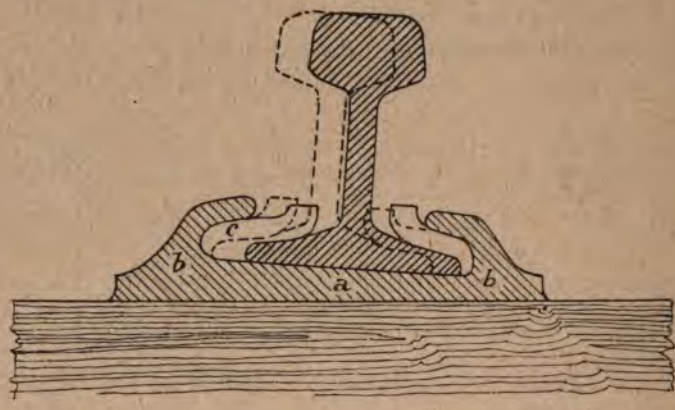
Die Befestigung der Schiene auf der Platte erfolgt mittelst Keile, welche mit Rücksicht auf die Herstellung der erforderlichen Spurweiten verschiedene Stärken erhalten. Hiedurch soll das Mittel geboten sein,

die Schienen schnell auswechseln zu können, sowie die Schwellen zu schonen.

Diese Keile sammt Unterlagsplatten wiegen pr. Stück 6 *kg*.

Die Befestigungsart Fig. 7 ist von Hohenegger vorgeschlagen. (Deutsches Reichspatent K. 19 Nr. 53088 ex 1890.)

Fig. 7.



Die Schiene wird mittelst wendbarer Doppelkeile (*c*) auf der mit Klauen (*b*) versehenen gewalzten Unterlagsplatte (*a*) festgehalten. Die Spurerweiterungen werden erreicht, indem die in verschiedenen Stärken ausgeführten Längshälften der Keile (*c*) zwischen den Schienenfuß und die Klaue (*b*) eingetrieben werden.

Wenn nun auch durch derartige Einrichtungen einige Verbesserungen erzielt werden mögen, so können dieselben doch in keiner Weise die in dieser Richtung erwünschte Beruhigung gewähren, und bleibt sohin nach wie vor die Befestigung der Schienen auf den Schwellen einer der schwächsten Punkte der ganzen Oberbauconstruction, welchem unausgesetzte und fachgemäße Aufmerksamkeit gewidmet werden muss.

Beanspruchung der Schiene auf Bruchfestigkeit.

Wird die Schiene durch eine entsprechende Befestigung auf den Schwellen derart festgehalten, dass eine Verschiebung der ersteren durch die Einwirkung der Querkräfte nicht eintritt, so wird die Schiene durch diese Kräfte auf relative oder Bruchfestigkeit in Anspruch genommen.

Behufs Ermittlung dieser Inanspruchnahme kann die Schiene als ein auf unendlich vielen Stützen aufruhender Träger betrachtet werden, welcher in einem der Stützenintervallen belastet ist. Es ist dies zwar nicht ganz richtig, indem dabei der Einfluss der Belastung der anderen Stützenintervallen vernachlässiget wird, doch ist dieser Einfluss einerseits weder durch Erfahrung, noch durch Theorie bisher festgestellt, anderer-

seits aber so gering, dass er die erhaltenen Resultate nur unbedeutend alterieren kann.

Unter dieser Annahme ergibt sich nach Gleichung 1 als das größte Moment der horizontal wirkenden Querkraft H für die Mitte zwischen zwei Schwellen mit der Entfernung l

$$M_{max} = 0{\cdot}1708 \; H\,l.$$

Bei Befestigung der Schiene mittelst Stuhl und eines an der Außenseite des Gleises angebrachten Keiles treten insoferne andere Verhältnisse ein, als man eine derart befestigte Schiene mit voller Berechtigung als einen fest eingespannten Träger ansehen kann. Weiter kann hier angenommen werden, dass bei dieser Befestigungsart die freie Länge der Schiene (l) durch die Keile, welche in der Richtung der Inanspruchnahme als Unterstützungen der Schiene wirken, vermindert wird. Die unterstützte Länge beträgt auf jeder Seite, wenn die Keillänge mit k bezeichnet wird $k/2$, bezw. bei Berücksichtigung dessen, dass der Keil mit der Schiene nicht zu einem Ganzen verbunden ist, $k/4$.

Hiedurch erscheint somit die freie Länge gleich $l - 2\frac{k}{4}$ oder $l - \frac{k}{2}$

Das größte Moment für eine solcherart befestigte Schiene ist demnach

$$M_{max} = 0{\cdot}125 \; H \left(l - \frac{k}{2} \right) \ldots\ldots 11,$$

und die größte Inanspruchnahme, welche bei gewöhnlicher Befestigung

$$J = 0{\cdot}171 \; H\,l \frac{e}{T}$$

betrug, bei Stuhl- und Keilbefestigung nur

$$J = 0{\cdot}125 \; H \left(l - \frac{k}{2} \right) \frac{e}{T},$$

wobei T das Trägheitsmoment der Schiene bezogen auf ihre verticale Achse und e die Entfernung der am meisten gespannten Faser von dieser Achse bedeutet.

Mit Rücksicht auf diesen letzten Factor ergibt sich die Inanspruchnahme im Schienenfuß größer als jene im Schienenkopf.

Die nach den eben aufgestellten Formeln ermittelten Werte der Inanspruchnahme auf Bruchfestigkeit im Schienenfuß für die in Tafel I und II in Betracht gezogenen Typen, sind in der Rub. 27. dieser Tafeln zusammengestellt.

Bei näherer Prüfung dieser Werte ergibt sich, dass die hier in Betracht genommenen Schienen — bei Annahme normaler Verhältnisse — keine über die Elasticitätsgrenze reichende Inanspruchnahme erfahren, vielmehr in allen Fällen eine entsprechende Sicherheit gewähren. Bei

Berücksichtigung außerordentlicher Verhältnisse könnte zwar in einzelnen Fällen die Inanspruchnahme bei den breitbasigen Schienen die Elasticitätsgrenze erreichen oder sogar über diese hinausgehen, doch kommen Fälle so hoher Beanspruchungen kaum vor, nachdem die aus Nägeln oder Schrauben bestehenden Befestigungsmittel einer solchen zu widerstehen nicht vermöchten, und in der Regel früher schon Gleiseverdrückungen und Deformationen entstehen müssten.

Bei Stuhlschienen, wo die Befestigung auch den stärkeren Einwirkungen wirksam widersteht, kann allenfalls eine Inanspruchnahme, welche dem Maximum der seitlichen Einwirkung entspricht, eintreten, doch übersteigt, resp. erreicht sie — wie aus der Tabelle ersichtlich — nicht die Elasticitätsgrenze des Schienenmaterials, und gibt mit Rücksicht auf deren wirklich nur seltenes Vorkommen keinen Anlass zu irgend einem Bedenken.

Die ermittelten Werte der Beanspruchungen der Schienen durch Querkräfte entsprechen dem ungünstigen Falle, wo die Einwirkung der Kraft in der Mitte des größten Schwellenzwischenraumes erfolgt, also in einem Mittelfelde.

In den Endfeldern treten andere, mit Rücksicht auf die verhältnismässig geringere Stützweite günstigere Verhältnisse ein; überdies wird hier die Einwirkung zufolge der allgemein in Verwendung stehenden Laschenverbindung noch mehr modificiert; die hiebei vorkommenden besonderen Verhältnisse werden bei Besprechung der „Stoßverbindung“ näher erörtert werden.

Beanspruchung der Schiene auf Biegung.

Was die Durchbiegung der Schienen infolge Einwirkung der seitlichen Kräfte anbelangt, so kann dieselbe annähernd nach der gleichen Formel berechnet werden, wie bei Einwirkung der verticalen Kräfte. Die hiebei gewonnenen Resultate sind auch da von keinem solchen Belang, dass sie unter sonst normalen Verhältnissen auf den Bestand des Gleises einen besonderen Einfluss üben könnten.

Diese Durchbiegungen betragen im Maximum 0·6 *mm*.

Beanspruchung der Schiene auf Torsion.

Zu den bisher besprochenen Einwirkungen der Querkräfte auf die Schienen, treten noch jene hinzu, welche bestrebt sind, die Schiene im Steg abzubiegen bezw. abzuknicken.

Über diese Einwirkungen hat sich seinerzeit Weißhaupt und später Weber auf Grund eingehender Erhebungen dahin ausgesprochen, dass wenn thatsächlich ein derart großes Bestreben vorhanden wäre, welches einen Bruch des Steges bewirken könnte, die Befestigung der Schienen viel früher als unzureichend sich erweisen müsste, so dass es zu einer derartigen Einwirkung gar nicht kommen kann, wie durch die Praxis in Wirklichkeit auch bestätigt wird.

Weber hat durch seine in dieser Richtung ausgeführten directen Versuche ermittelt, dass eine Stärke des Schienensteges von 9—12 *mm* für jede übliche Schienenhöhe ausreichenden Widerstand gegen alle verticalen, horizontalen und drehenden Einwirkungen, die auf Schienen überhaupt stattfinden können, gewähre; ja, wenn nicht das Aufreißen des Steges in den Laschenlöchern zu befürchten wäre, würde hiefür auch eine Stegstärke von 6 *mm* vollkommen genügen.

Verschiebung des ganzen Gleises.

Außer den im Vorstehenden erörterten Einwirkungen der Querkräfte auf Verschiebung der Schienen und ihrer Befestigungsmittel ist ferner auch jener Einfluss in Betracht zu ziehen, welcher bei festem Zusammenhalte der Construction das Bestreben hat, das Gleise in seiner Gesammtheit seitlich zu verschieben.

Diese Einwirkung tritt auf, entweder in langen, geraden Bahnstrecken, welche sehr schnell befahren werden, oder beim Übergange der Fahrzeuge aus geraden Strecken in Bögen und umgekehrt.

Im ersteren Falle werden solche nachtheilige Wirkungen besonders beim schnellen Fahren mit Maschinen von großer Leistungsfähigkeit, aber kurzem Radstand, wahrgenommen.

Sie werden durch heftige, um eine durch den Schwerpunkt der Locomotive gedachte Querachse stattfindende horizontale Oscillationen der Maschine verursacht, welche in der Regel ihren Grund in einseitigen Verticalstößen haben, die durch nachtheilige Einflüsse großer Geschwindigkeit,*) ferner durch lose Kuppelung, sowie plötzlich eintretende energische Bremswirkung und ungewöhnliche einseitige Schwelleneinsenkung leicht hervorgebracht werden.

Die infolge eines derartigen starken Nickens und der hiedurch hervorgebrachten einseitigen Stöße heftig auf die Seite geschleuderte Maschine, prallt nach Maßgabe des Spielraumes ihrer Räder im Gleise in kürzeren oder längeren Zeitintervallen gegen die Schienen an, und verschiebt dadurch das Gleis umso leichter, als das anprallende Vorderrad durch die Nickbewegung das Gleis zum Theile entlastet, wo alsdann dieses in seinem so entlasteten Zustande gegen die Verschiebung einen umso geringeren Widerstand leistet.

Hiedurch entstehen längere oder kürzere wellenförmige, horizontale Verdrückungen des Gleises, welche unter Umständen sogar bedeutende Dimensionen annehmen können. Jedenfalls ist aber ein Zusammentreffen von mehreren ungünstigen, insbesondere auch auf eine Entlastung des Gleises wirkenden Momenten dazu erforderlich, eine derartige Gleise-Deformation hervorzubringen, denn wenn auch — wie die betreffenden

*) Vgl. J. Radinger 1892 „Über Dampfmaschinen mit hoher Kolbengeschwindigkeit". S. 245.

Versuche Weber's ergeben haben — die Widerstandsfähigkeit eines gänzlich unbelasteten Gleises gegen seitliches Verschieben verhältnismäßig gering ist, so dass ein 3750 *kg* betragender Seitendruck ausreicht, um ein gut in festem Sande unterstopftes, circa 130—140 *kg* pro laufenden Meter schweres Gleise auf 60 *mm* zu verschieben, so tritt doch eine vollständige Entlastung in der Praxis fast nie ein, und bei einem normal belasteten, oder nur zum Theile entlasteten Gleise stellen sich die Verhältnisse stets viel günstiger. — Es ergaben nämlich die Versuche, dass es eines Seitendruckes von 6500 *kg* bedurfte, um bei einem durch eine 14750 *kg* schwere Lowry belasteten Gleise, eine seitliche Verschiebung von 3—8 *mm*, und bei einem durch eine 27500 *kg* schwere Locomotive belasteten, eine solche von nur 1·3 *mm* zu bewirken.

Bei normalen Verhältnissen kann sonach aus der eben angedeuteten Wirkung der Querkräfte ein Bedenken nicht abgeleitet werden; denn dieselben betragen für diesen Fall, wie auf Seite 35 abgeleitet wurde, 0·3 der Achsbelastung oder 4200 *kg*, und sind sonach geringer, als der zur Verschiebung eines belasteten Gleises erforderliche Seitendruck.

Bei Eintritt abnormaler Verhältnisse, wo die Querkräfte bis zu dem Maximalwert von 0·6 der Achsbelastung = 8400 *kg* anwachsen können, wäre aber mit Rücksicht auf die eben angeführten Versuchsergebnisse, wie auf Grund gemachter Wahrnehmungen, Gleiseverschiebungen unvermeidlich, und können dieselben lediglich durch eine entsprechende Steifigkeit der Gleisconstruction hintangehalten werden.

Die Erscheinungen zweiter Art — nämlich Gleisverschiebungen und Verdrückungen in den Bogeneinläufen — treten besonders dann auf, wenn mit Maschinen von langem Radstand und verhältnismäßig geringer Vorderachsbelastung in die Gleiskrümmungen schnell eingefahren wird.

Die resultierende ungünstige Wirkung ist eine Folge der von der Maschine ausgeübten Centrifugalkraft, bezw. des Bestrebens der Vorderachse, die früher innegehabte Richtung, in welcher sich die folgenden Räderpaare noch befinden, weiter beizubehalten, eventuell unterstützt durch ein momentanes Nachgeben einer nicht gut unterstopften Schwelle im Gleise u. s. w.

Diesem nachtheiligen Einflusse der Seitenkräfte in den Bogeneinläufen wird nun ebenfalls durch eine entsprechende hohe Steifigkeit des Gleises, und durch Einlegung sowie gute Erhaltung richtig construierter Übergangscurven entgegenzuwirken gesucht.

Diese Übergangscurven sollen bei den Gleiseanlagen den allmäligen Übergang von der geraden Richtung in die Gleisekrümmung vermitteln, wobei gleichzeitig auch die erforderliche Überhöhung des äußeren Schienenstranges und zwar mittelst einer gleichmäßig und sanft ansteigenden Rampe zur Durchführung kommt.

Die richtige Construction der Übergangscurve besteht darin, dass die Überhöhung an jeder Stelle derselben auch dem Radius der Curve entspricht. — Aus diesem Grunde muss entsprechend der allmählichen Zunahme der Überhöhung der Curvenradius von der Geraden aus allmählich abnehmen, bis er den Radius jenes Bogens erreicht, in welchen der Übergang zu vermitteln war.

Dieser Bedingung entsprechend wurden für die Anordnung der Übergangscurven ursprünglich Korbbögen gewählt, später wurde hiefür von Nördling die Form einer cubischen Parabel angenommen, und findet diese gegenwärtig fast ausschließlich Anwendung.

Die technischen Vereinbarungen des Vereins Deutscher Eisenbahn-Verwaltungen enthalten in §. 3 die Bestimmung: „der Übergang aus der geraden Strecke in die Curven ist durch eine Parabelcurve zu vermitteln."

Die Formel für die cubische Parabel ist

$$y = \frac{x^3}{6P}$$

die Constante P, deren Größe von der Fahrgeschwindigkeit und der Neigung der Überhöhungsrampe abhängt, ist

$$P = \frac{s\,v^2\,i}{g};$$

und zwar bedeutet:

s die Entfernung der Schienenmittel,

v die Fahrgeschwindigkeit in Meter per Secunde,

$\frac{1}{i}$ das Neigungsverhältnis der Überhöhungsrampe,

g die Endbeschleunigung 9·81 m:

s, v, g sind constant: für das Neigungsverhältnis $\frac{1}{i}$ schreiben die technischen Vereinbarungen den zulässigen Grenzwert vor und zwar soll die Überhöhung in Geraden, beziehungsweise in den parab. Übergangscurven auf eine Länge auslaufen, welche das 200fache der Überhöhung beträgt.

Die meisten Bahnen halten das Verhältnis fest $\frac{1}{1000}$ und $\frac{1}{250}$:

Nördling setzt dafür in der Regel $\frac{1}{267} = 0{\cdot}00375$, wonach sich dann $P = 1200$ ergibt.

Die Länge der Übergangscurve $l = \frac{P}{r}$ — wobei r den Curvenradius bedeutet, — wird demnach bei kleineren Radien größer als bei größeren.

Bei Radien von 600—3000 wird jedoch die Länge der Curve constant, und zwar mit 20 *m* angenommen.*)

3. Längskräfte.

a) Größe der Längskräfte.

Die auf Verschiebung des Gleises in seiner Längsrichtung wirkenden Kräfte können in zweifacher Weise hervorgerufen werden, und zwar: entweder

1. durch den Einfluss der bewegten Lasten oder
2. durch die im Gleisegefüge selbst durch Einwirkung innerer Kräfte verursachten Längsspannungen.

ad 1. Wird hier wieder die vermöge ihrer größeren Last allein maßgebende Locomotive ins Auge gefasst, und der ungünstige Fall angenommen, dass auf dem Gleise von einer Schienenlänge gleichzeitig der Druck dreier Achsen einwirkt, — was bei Schienen von 7·5 *m* Länge auch thatsächlich eintreten kann, — so beträgt die Belastung pro Schienenlänge ΣG — beziehentlich das adhärierende Gewicht entsprechend der früheren Annahme 3mal 14000, d. i. 42000 *kg*.

Die aus dieser Belastung resultierende Reibung zwischen Rad und Schiene, welche die Bewegung der Fahrzeuge bedingt, erzeugt eine Kraft, welche das Bestreben hat das Gleise in seiner Längsrichtung zu verschieben. Die Größe dieser Kraft pro Schienenlänge beträgt

$$\frac{Q}{2} = f \cdot \Sigma \frac{G}{2},$$

oder wenn für den Reibungscoefficienten zwischen Rad und Schiene f der ungünstigere Wert von 0·25 eingestellt wird

$$\frac{Q}{2} = 0{\cdot}25 \cdot \frac{42000}{2} = 5025 \; kg.$$

Demnach für ein Schienenpaar, d. i. ein Gleis von einer Schienenlänge, $Q = 10050\,kg$. Bei gebremsten Rädern ist diese Einwirkung größer.**)

ad 2. Die Längsspannungen werden — wie erwähnt — durch Einwirkungen innerer Kräfte hervorgebracht, namentlich durch Verhinderung der den Temperatursunterschieden entsprechenden Längenänderungen der Schienen, welch' letztere entweder bei Nichtvorhanden-

*) C. Sarrazin & H. Oberbeck 1890. Taschenbuch zum Abstecken von Kreisbögen mit und ohne Übergangscurven etc.

M. v. Leber, Centralblatt für Eisenbahnen und Dampfschiffahrt 1891.

**) Vergleiche — Roman Br. Gostkovski „Die Mechanik des Zugs-Verkehres auf Eisenbahnen" — §. 63. Die Adhäsion, §. 64. Größe der Adhäsion, und IX. Abschnitt das Bremsen der Züge.

sein der nöthigen Dilatationslücken, oder beim Vorhandensein derselben infolge übermäßigen Anziehens der Laschenbolzen und der dadurch bewirkten großen Reibung zwischen Schienen und Laschen, eintreten.

Die Maximalwerte der infolge Verhinderung der Längsausdehnung der Schienen eintretenden inneren Längsspannungen können wie folgt, ermittelt werden:

a) wenn die Laschenbolzen übermäßig, also etwa bis zur Bruchgrenze angezogen werden.

In diesem Falle erreichen die Längsspannungen die Größe der zwischen Schiene und Lasche erzeugten Reibung. Diese beträgt für einen concreten Fall, z. B. bei Type 1 der Tafel I an dem in jeder Schiene mit zwei 22 *mm* starken Bolzen (2·83 *cm*² Querschnittsfläche) gelaschten Gleisstoß, bei einer Laschenneigung von 1 : 2·5 und der Annahme, dass die zur Bruchgrenze reichende Anspannung des Materiales in den Bolzen per Quadratcentimeter 3750 *kg* gleich kommt:

$$\frac{2 \cdot 2{\cdot}83 \cdot 3750}{2} \sqrt{7{\cdot}3 \cdot 4 \cdot 2 \cdot f}$$

somit bei einem Reibungscoefficienten f = 0·25

$$S = \text{rd } 58000 \; kg.$$

b) Bei einem vollständigen Schließen der Dilatationslücken, wenn etwa die bei großer Kälte ganz zusammengeschobenen Schienen infolge der später vor Berichtigung des Gleises eintretenden großen Wärme eine, dem angenommenen größten Temperaturunterschiede von 50° C. entsprechende Ausdehnung anzunehmen suchen.

Bei einem Ausdehnungscoefficienten von 0·0000118 und dem Elasticitätsmodul des Stahles von 2.500.000 *kg* entspricht dieser Verlängerung eine Spannung von

$$50 \cdot 2.500.000 \cdot 0{\cdot}0000118 = 1475 \; kg$$

pro 1 *cm*², also z. B. für ein Gleis mit Schienen nach Type 1 bei einem Querschnitte von 45·4 *cm*² pro Schiene

$$S_1 = 2 \cdot 45{\cdot}4 \cdot 1475 = \text{rund } 134.000 \; kg.$$

b) Wirkung der Längskräfte.

Einfluss der durch Betriebslasten erzeugten Längskräfte.

Wird zunächst die Wirkung der im Obigen ad 1. erörterten in der Richtung der Gleisachse sich äußernden Kräfte in Betracht gezogen, d. i. jener, welche durch den Einfluss der Betriebslasten hervorgerufen werden, und deren Größe bei Annahme einer Schienenlänge von 7·5 *m* mit 10050 *kg* für ein Gleis dieser Schienenlänge ermittelt wurde, — so vermögen diese Kräfte ihre Wirkung auf zweifache Weise zu äußern, und zwar:

a) entweder, dass sie die Schienen auf den Schwellen, oder
b) das ganze Gleise auf dem Unterbaue in dessen Längsrichtung zu verschieben suchen.

Im ersteren Falle wirken dieser Kraft, wenn vorläufig von dem Drucke und Einflusse der Befestigungsmittel abgesehen wird, die zwischen Schiene und deren Unterlagen entstehenden Reibungswiderstände entgegen.

Das Gewicht der auf den Schwellen aufliegenden Gleis-Construction, — wie selbe hier in Betracht gezogen wurde — beträgt pro laufenden Meter 75·45 *kg*, bei Annahme einer 7·5 *m* langen Schiene somit 566 *kg*; dasselbe vergrößert sich durch die Betriebslasten, und zwar pro Schiene um 42000 *kg* und beträgt sonach insgesammt:

$$566 + 42000 = 42566 \; kg.$$

Die diesem Gewichte entsprechende Reibung leistet einen Widerstand, wenn die Schienen unmittelbar auf den Schwellen aufliegen, und der Reibungscoefficient f mit 0·5 angenommen wird, von

$$0{\cdot}5 \; (42566) = 21283 \; kg,$$

bei Anwendung von Unterlagsplatten, in welchem Falle der Reibungscoefficient nur 0·25 beträgt von

$$0{\cdot}25 \; (42566) = 10642 \; kg.$$

Infolge des Einflusses der Befestigungsmittel erhöhen sich diese ermittelten Widerstände erfahrungsgemäß um circa 50%, demnach auf circa 31924 *kg*, bezw. 16000 *kg*.

Den im zweiten Falle angeführten Einwirkungen treten die Reibungswiderstände der einzelnen Schwellen auf der Bettung und der passive Druck der Verfüllung des Gleises entgegen.

Bei der als Beispiel angenommenen Gleistype 1 beträgt das Gewicht des laufenden Meter Gleises, wie es von dem Unterbau getragen wird, 155 *kg*; somit für eine Schienenlänge von 7·5 *m* Länge = 1162·5 *kg* und für eine Schwelle $\frac{1162{\cdot}5}{9} = 129{\cdot}2 \; kg.$

Dieses Gewicht leistet bei dem Reibungscoefficienten zwischen Schwelle und Bettung von 0·5 einen Widerstand von

$$0{\cdot}5 \; . \; 129{\cdot}2 = 64{\cdot}6 \; kg.$$

Hiezu tritt der durch die angestrebte Verschiebung erzeugte passive Druck der Bettung, der sich bei 15 *cm* Schwellenhöhe, 2·4 *m* Schwellenlänge und dem Durchschnittsgewichte der Bettung von 2000 *kg* per Cubikmeter berechnet mit

$$2 \; . \; 0{\cdot}15^2 \; . \; 2{\cdot}4 \; . \; 2000 = 216 \; kg.$$

Der Gesammtwiderstand, welchen eine bis zur Oberkante verfüllte, durch das Eigengewicht des Gleises allein belastete Schwelle der Längsverschiebung entgegengestellt, ist somit:

$$216 + 64{\cdot}6 = 280{\cdot}6 \; kg,$$

und für die ganze Schienenlänge mit 9 Schwellen

$$9 \; . \; 280{\cdot}6 = 2525{\cdot}4 \; kg.$$

Bei Berücksichtigung der Betriebskraft vergrößert sich dieser Widerstand um 0·5 (42000) = 21000

also auf 23525 *kg*.

Nach dem Gesagten würde sich der Widerstand, welcher der Verschiebung der Schiene auf den Schwellen entgegenwirkt mit 31900 *kg*, bezw. bei Anwendung von Unterlagsplatten mit 16000 *kg*; der Widerstand, welcher der Verschiebung des ganzen Gleises entgegenwirkt, mit 23525 *kg* ergeben, und nachdem die Kraft des Angriffes — wie früher ermittelt wurde — nur 10500 *kg* beträgt, so wäre thatsächlich die nöthige Widerstandsfähigkeit sowohl der Schienen, wie des Gleises gegen die Verschiebung in der Längsrichtung vorhanden.

Nichtsdestoweniger aber lehrt uns die Erfahrung, dass trotzdem Längsverschiebungen des ganzen Gleises, insbesondere aber solche der Schienen auf den Schwellen wirklich vorkommen. Diese Erscheinung lässt sich nur dadurch erklären, dass die ermittelten Reibungswiderstände — bezw. die in Rechnung gezogenen Werte der Reibungscoefficienten — theils durch die zufolge Durchbiegung der Schienen entstehenden verticalen, nach aufwärts wirkenden Kräfte, wie selbe auf Seite 27 Erwähnung gefunden haben, theils durch die Erschütterungen des Gleise-Gestänges, um ein bedeutendes Maß herabgemindert werden.

Nachdem aber derartige, allgemein mit „Wandern" bezeichnete Längsverschiebungen im Interesse der Erhaltung des Bestandes, wie der Solidität des Gleisegestänges, möglichst hintangehalten werden sollen, so war man darauf bedacht, Mittel zu finden, welche, wenn sie auch die angedeuteten Bewegungen nicht vollkommen zu verhüten vermögen, den Widerstand gegen dieselben möglichst vermehren.

Als ein sehr wirksames Mittel hat sich die Anwendung von verlängerten, eingeklinkten Winkellaschen ergeben, welche eine derartige Anordnung haben, dass sie sich gegen die beiden, dem Stoße nächstgelegenen Schwellen stützen, und so den von dem einen Schienenpaar auf die Laschen ausgeübten Längsdruck auch auf die nächsten Schienen, bezw. Schwellen übertragen.

Im Übrigen bietet aber die Construction des Gleises in sich selber das allerwirksamste Mittel derartige Verschiebungen möglichst zu beschränken, denn je stärker, — d. i. gegen Durchbiegung widerstands-

fähiger — die Schiene, je kräftiger ihre Befestigung auf der Schwelle, desto geringer wird die Neigung zu solcher Bewegung; eine Thatsache, welche durch diesbezügliche Beobachtungen vollkommen erwiesen ist.

Es soll hier hervorgehoben werden, dass erfahrungsgemäß beim Stuhloberbau — mit seiner kräftigen Schienenbefestigung — das Wandern fast gar nicht, oder doch wenigstens in einem kaum berücksichtigungswerten Maße beobachtet wird.

Einfluss der durch innere Spannungen erzeugten Längskräfte.

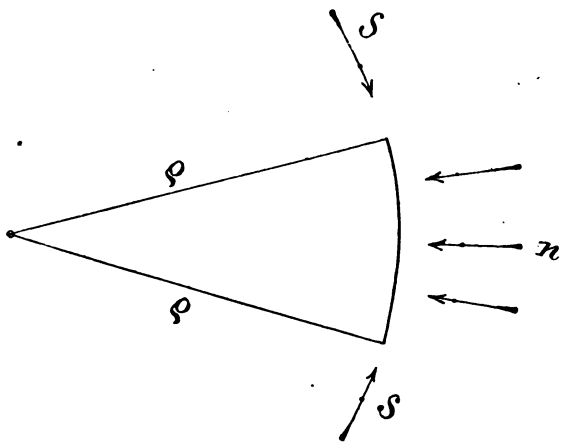
Was ferner die ad 2. erörterten Längskräfte anbelangt, welche durch Temperatureinflüsse infolge zu starken Anziehens der Laschenschrauben oder bei mangelnden Dilatationslücken, als innere Spannungen auftreten, so äußert sich deren Wirkung in dem Bestreben, das ganze Gleis seitlich zu verschieben; vorwiegend kommen solche Verschiebungen in Gleiscurven vor.

Dieser Wirkung tritt der Widerstand der Gleisconstruction gegen seitliche Verschiebung entgegen, und zwar fällt die Wechselwirkung zwischen den Längskräften (S) und den Widerständen (N) pro laufenden Meter der Gleiscurve unter das Gesetz der Ringspannungen, und folgt der Gleichung

$$S = N \rho,$$

in welcher ρ den Radius der Curve bezeichnet.

Fig. 8.



Bei Ermittlung der Widerstände N muss auf die Anordnung des Gleises Rücksicht genommen werden; diesbezüglich ist zu unterscheiden:

a) Gleise mit Schotterverfüllung bis zur Schienenunterkante,

b) Verfüllung bis Schienenoberkante bei Freilassung der Befestigungsmittel,

c) vollständige Verfüllung bis Schienenoberkante.

ad *a*) bilden den Widerstand: die Reibung zwischen Schwellen und Bettung, dann der passive Erddruck auf den Schwellenköpfen.

Das Gleisgewicht pro laufenden Meter im großen Durchschnitt mit 155 *kg* angenommen, gibt für eine Schienenlänge von 7·5 *m* = 1162 *kg*; somit bei einem Coefficienten von 0·5 für die Reibung: 0·5 . 1162 = 581 *kg*.

Hiezu der passive Erddruck auf 9 Schwellenköpfe von 25 *cm* Breite und 15 *cm* Höhe

$$9 \,.\, 0{\cdot}25 \,.\, 0{\cdot}15^2 \,.\, 2 \,.\, 2000 = 200 \; kg.$$

Somit der Gesammtwiderstand auf 7·5 *m* Schienenlänge 581 + 200 = **781** *kg* oder auf den laufenden Meter N = **104** *kg*.

ad *b*) vermehrt sich das Gleisgewicht bei einer verglichenen Schotterbettbreite von 1·7 *m* auf der Querschwelle um

$$9 \,.\, 0{\cdot}25 \,.\, 0{\cdot}13 \,.\, 1{\cdot}7 \,.\, 2000 = 994 \; kg$$

und beträgt die Reibung somit:

$$0{\cdot}5 \; (1162 + 994) = 1078 \; kg.$$

Der passive Erddruck auf die 9 Schwellenköpfe vergrößert sich auf

$$9 \,.\, 0{\cdot}25 \,.\, 2 \,.\, 2000 \; (0{\cdot}28^2 - 0{\cdot}13^2) = 553{\cdot}5.$$

Außerdem ist der mit Rücksicht auf die Verfüllung neu hinzutretende passive Erddruck auf die Schiene zu berücksichtigen mit:

$$2 \,.\, 2000 \; (7{\cdot}5 - 0{\cdot}9 - 7 \,.\, 0{\cdot}25) \; (0{\cdot}13^2 + 0{\cdot}09^2) = 485.$$

Es beträgt sonach der Gesammtwiderstand

$$1078 + 553{\cdot}5 + 485 = \mathbf{2116{\cdot}5} \; kg$$

bezw. auf den lauf. Meter N = **282** *kg*.

ad *c*) in gleicher Weise entwickelt: Der Gesammtwiderstand

$$1283 + 553{\cdot}5 + 750 = \mathbf{2586{\cdot}5} \; kg$$

und auf den lauf. Meter N- **345** *kg*.

Unter Benützung dieser Daten lassen sich dann jene kleinsten Radien (ρ) feststellen, bis zu welchen die Gleise solchen, durch Verhinderung der Dilatation der Schienen hervorgerufenen Einwirkungen, Widerstand zu leisten vermögen, und zwar ergeben sich dieselben je nach der Anordnung des Gleises wie folgt:

	Minimal-Radien in *m*		
	bei der Gleis-Anordnung		
	1	2	3
	Schotter-Verfüllung		
	bis Schienen-unterkante	bis Schienen-oberkante bei Freilassung der Befestigungsmittel	voll, bis Schienen-oberkante
$p = \frac{S}{N}$			
a) Mit Rücksicht auf die auftretenden Einwirkungen infolge übermäßig angezogener Laschenbolzen $\left(\frac{58000}{N}\right)$	557	205	168
b) infolge mangelnder Dilatationslücken $\left(\frac{134000}{N}\right)$	1288	475	388

Aus diesen Resultaten geht hervor, dass die Art der Verfüllung des Gleises, für dessen Stabilität von großer Bedeutung ist; ferner, dass — nachdem die in den Bahngleisen faktisch vorkommenden Radien die eben ermittelten Minimalwerte vielfach unterschreiten — der Erhaltung der Dilatationslücken, behufs Hintanhaltung derartiger Verschiebungen, eine besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden muss; insbesondere in eingleisigen Rampen, welche am Fuß in scharfe Krümmungen ausmünden, weil da durch locale Verhältnisse das Schließen der Lücken gefördert wird.

Durch den Einfluss der Betriebslasten können nun die eben dargestellten Einwirkungen noch vergrößert werden, wenn sich nämlich die Reibungswiderstände durch die hervorgerufenen Erschütterungen — wie dies bereits früher angedeutet wurde — vermindern; andererseits werden aber diese Einwirkungen wieder durch die Betriebslasten nicht unwesentlich verringert, indem durch dieselben das Gleisgewicht, und infolge dessen auch die Reibung zwischen Schwellen und Bettung um ein bedeutendes vermehrt wird.

Eine weitere Verringerung, ja eine vollständige Hintanhaltung solcher Gleisverschiebungen, wird aber nach der obangeführten Gleichung $p = \frac{S}{N}$ dann eintreten, wenn:

die Ringspannungen S herabgemindert,

die Radien ρ der Gleiscurven vergrößert, oder

die Widerstände N des Gleises gegen seitliche Verschiebung vermehrt werden.

Die Verminderung der Ringspannungen wird erzielt, einerseits, wenn das übermäßige Anziehen der Laschenbolzen vermieden wird; in diesem Falle müssen dann zur Herstellung des erforderlichen festen Zusammenhaltes der Laschenverbindung andere zweckentsprechende Mittel angewendet werden, und haben sich hiefür die Grover'schen Federringe am besten bewährt; andererseits, wenn das Wandern der Schienen durch Anwendung geeigneter Mittel überhaupt verhindert, und die Dilatationslücken unausgesetzt in den nöthigen Dimensionen erhalten werden.

Was die Vergrößerung der Bogen-Radien anbelangt, so kann dieselbe wohl nur bei Neubauten in Erwägung gezogen werden, und zwar insoferne, als man kleinere Radien als $300\,m$ möglichst vermeidet.

Eine Erhöhung des Widerstandes gegen Seitenverschiebung schließlich wird erreicht, wenn das Gleisegewicht eine entsprechende Vergrößerung erfährt, oder wenn behufs Vergrößerung der Reibungswiderstände eine günstige Wahl des Bettungsmateriales, sowie der Art und des Ausmaßes der Einschotterung getroffen wird; denn wie aus der vorstehenden Zusammenstellung der Minimal-Radien entnommen werden kann, leistet eine Gleisanordnung mit Einschotterung, bezw. Verfüllung bis zur Schienen-Oberkante einen 3·3 mal größeren Widerstand gegen die eben dargestellten Einwirkungen, als ein Gleis mit einer nur zur Schienen-Unterkante reichenden Einschotterung.

In dieser Richtung erweist sich ebenfalls der Stuhloberbau als vortheilhafter, weil dessen Anordnung eine möglichst mächtige Verfüllung des Gleises zulässt.

Es wird demnach der Stuhl-Oberbau überhaupt den beiden ad 1 und 2 ermittelten Einflüssen der Längskräfte einen namhaft größeren Widerstand zu leisten vermögen, als jede andere Gleis-Construction, wie dies übrigens in genügendem Maße auch durch die Erfahrung bereits bestätigt worden ist.

C. Die Schienenstoß-Verbindung.

Ein nicht unterbrochener, auf dem dafür vorbereiteten Unterbaue fest aufruhender Träger, welcher den Einwirkungen des Betriebes den nöthigen Widerstand zu bieten vermag, wäre nach der bisherigen Darstellung eigentlich das Ideal des Eisenbahngleises.

Thatsächlich aber ist die Ausführung eines solchen Trägers ohne jedes Zwischenglied nicht möglich, weil die für die Praxis noch brauch-

baren Längen der zur Herstellung dieses Trägers verwendeten Schienen an ziemlich enge Grenzen gebunden sind.

Das Gleis besteht in Wirklichkeit aus einzelnen Schienen von beschränkter Länge, welche behufs Herstellung der Continuität mittelst Laschen untereinander verbunden werden.

Sollen aber die Laschen trotz Unterbrechungen des Schienenträgers durch die Dilatationslücken die erwünschte Continuität erzeugen, so müssen sie ein Profil erhalten, welches ihnen mindestens die gleiche Tragfähigkeit sichert, wie sie die zu verbindenden Schienen besitzen.

Einwirkung der Verticalkräfte.

Rücksichtlich der verticalen Kräfte wurde für die Tragfähigkeit, beziehungsweise Bruchfestigkeit der Schiene auf Ste. 22 die Formel festgestellt:

$$K\ T = Me,$$

für die Lasche ist dieselbe

$$K_1 T_1 = M_1 e_1.$$

Für gleiche Tragfähigkeit der Lasche mit der Schiene und unter Annahme von gleichem Material für beide Constructionstheile ($K = Ke$) ergibt sich

$$\frac{M_1}{M} = \frac{T_1 e}{T e_1}$$

Das Maximal-Moment der äußeren Kräfte beträgt:
für die Schiene im Mittelfelde (Ste. 20) $M = 0{\cdot}189\ P\ l$
„ Laschenfelde (Ste. 22) $M_1 = 0{\cdot}204\ P\ l_1$
oder bei Festhaltung des günstigsten und am häufigsten vorkommenden Verhältnisses

$$\zeta = \frac{l'}{l} = 0{\cdot}6,\ M_1 = 0{\cdot}123\ P\ l$$

Bei Einstellung dieser Werte in obige Gleichung folgt das Maximal-Moment für die Laschen mit

$$M_1 = M\ \frac{0{\cdot}123}{0{\cdot}189} = 0{\cdot}667\ M$$

und das Widerstandsmoment derselben

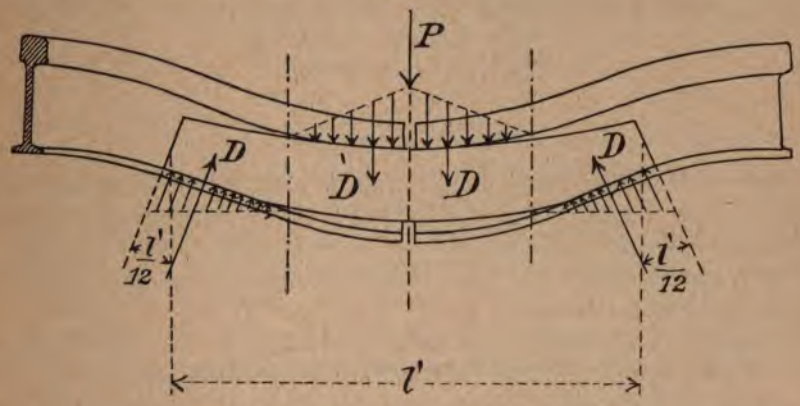
$$\frac{T_1}{e_1} = 0{\cdot}667\ \frac{T}{e}$$

Nach diesen Gleichungen kann sodann das Trägheitsmoment der Laschen T_1, sowie die Hauptdimensionen derselben einer Beurtheilung, bezw. Bestimmung unterzogen werden. Hiebei können für das Trägheitsmoment T der Schiene und für die Entfernung (e) der äußersten gespannten Faser jene Werte in Berücksichtigung gezogen werden, welche dem bereits abgenützten Schienenquerschnitte entsprechen.

Die Einwirkung der verticalen Kräfte auf die Lasche erfolgt nun in der Weise, dass auf dieselbe einerseits vom Kopf, andererseits vom Fuß der Schiene ein Druck ausgeübt wird, und zwar ändern sich mit der fortschreitenden Bewegung der über die Schiene rollenden Last unausgesetzt sowohl Größe des Druckes, wie die Art der Übertragung desselben auf die Anschlussflächen zwischen Schiene und Lasche.

Das Maximum dieser Einwirkung wird erreicht, wenn die Last in der Mitte des Laschenfeldes, und direct über dem Schienenstoße steht

Fig. 9.



In diesem Falle wird die im Laschenfelde hervorgebrachte Durchbiegung eine Deformation von Schiene und Lasche bewirken, wie sie in vorstehender Figur angedeutet erscheint, und welche ersichtlich macht, dass an den Laschenenden die untere, und in der Laschenmitte die obere Anschlussfläche den Druck empfängt.

Wird vorläufig von dem keilförmigen Querschnitte der Laschen abgesehen, so werden sich die bei der oben angedeuteten Deformation erzeugten Druckspannungen pro Längeneinheit der Lasche so verhalten, wie in den skizzierten Dreiecksfiguren dargestellt ist.

Die beiden auf eine Laschenhälfte in entgegengesetzter Richtung wirkenden Kräfte D, repräsentieren die Summe sämmtlicher Einzelspannungen der Druckfläche, und bilden das Kräftepaar, welches die Deformation der Lasche zu bewirken sucht, und dessen Maximal-Moment, ermittelt wurde mit

$$M = 0{\cdot}204\ P\,l',\ \text{bezw.}$$

wenn der Einfluss der Geschwindigkeit berücksichtiget wird

$$M = \gamma\ 0{\cdot}204\ Pl'$$

Dieses Maximal-Moment bezieht sich aber auf beide Laschen; für eine Lasche demnach

$$\frac{M}{2} = \gamma\ 0{\cdot}102\ P\ l'.$$

Wird die am Laschenende bezw. in der Laschenmitte pro Längeneinheit der Berührungsfläche stattfindende Pressung mit $\mathfrak{P}$ bezeichnet, so ergibt sich

$$D = \frac{l'}{4}\frac{\mathfrak{P}}{2} = \frac{\mathfrak{P} l'}{8}\ ,$$

ferner

$$\frac{Dl'}{3} = \gamma\ 0{\cdot}102\ P\ l'.$$

Aus diesen beiden Gleichungen folgt sodann:

$$\frac{\mathfrak{P} l'}{8} \cdot \frac{l'}{3} = \gamma\ 0{\cdot}102\ Pl'$$

$$\mathfrak{P} l' = \gamma\ .\ 2{\cdot}448\ P.$$

Dieser Ausdruck kann einerseits für die Bestimmung der Laschenlänge l' dienen, wenn für $\mathfrak{P}$ die zulässige größte Inanspruchnahme des verwendeten Materiales eingestellt wird, andererseits kann sie bei bestimmter Laschenlänge zur Ermittlung der Pressung an den Anschlussflächen benützt werden.

Wird unter Einstellung der größten Inanspruchnahme des Materiales $\mathfrak{P} = 1200$ *kg* pr. *cm*² auf Grund letzter Formel die Laschenlänge l' ermittelt, so ergeben sich so geringe Werte hiefür, dass sie praktisch aus constructiven Gründen nicht anwendbar sind (circa 20 *cm*), und folgt daraus, dass es keinen Zweck hat, behufs Erzielung größerer Tragfähigkeit die Länge der Lasche übermäßig auszudehnen.

Es liegt darin zugleich die Erklärung, weshalb die langen 6-lochigen Laschen sich nicht vortheilhafter als die 4-lochigen erwiesen haben.

Thatsächlich betragen die Längendimensionen der zur Verwendung kommenden Laschen 50 bis 60 *cm*.

Bei Festhaltung dieser Länge ergibt sich sodann die Größe der Pressung an den Anschlussflächen zwischen Schiene und Lasche:

$$\mathfrak{P} = \gamma\ .\ \frac{2{\cdot}448}{50}\ P$$

und nach Einstellung der für γ und P früher ermittelten Werte bei Geschwindigkeiten von 60 *km* pro Stunde $\mathfrak{P} = 393{\cdot}7$ rund 400
und 80 „ „ „ $\mathfrak{P} = 434{\cdot}0$ „ 450 *kg*
pro Quadratcentimeter, welche Pressung von den Laschen mit großer Sicherheit aufgenommen wird.

Für den Druck D folgt aus der früheren Formel

$$D = 3\ \gamma\ 0{\cdot}102\ P = \begin{cases} \text{für} & 60\ km\ \text{Geschwindigkeit} = 2461\ kg \\ \text{bezw.} & 80\ \text{„} \quad \text{„} = 2711\ kg \end{cases}$$

Die hier ermittelten Wirkungen entsprechen aber — wie vorne angedeutet — der Voraussetzung, dass die Anschlussflächen zwischen Schiene und Lasche horizontal sind.

In Wirklichkeit erhalten aber die Laschen einen keilförmigen Querschnitt.

Zufolge dieser Querschnittsform werden dann die verticalen Kräfte außer der Inanspruchnahme der Laschen auf ihre Bruchfestigkeit weiter noch das Bestreben haben, die Laschen oben auseinander zu pressen, so dass der Schienenkopf zwischen dieselben keilförmig eindringen kann.

In gleicher Weise werden die vom Schienenfuß nach oben wirkenden Kräfte auf die Laschen einwirken, und dieselben je nach der Lage der Last in der Mitte oder an den Enden auseinander zu biegen streben.

Die auf die Laschen wirkenden verticalen Kräfte beanspruchen dieselben demnach nicht nur auf Biegung in verticaler, sondern auch in horizontaler Richtung und auf Torsion*).

Es wird somit das für D gefundene Resultat dahin zu modificieren sein, dass dasselbe als die verticale Componente des auf die Anschlussflächen wirklich ausgeübten Druckes angenommen wird. (Fig. 10)

Die Größe der Horizontal-Componente, welche das Auseinanderpressen der Laschen zu bewirken sucht, ist von der Neigung der Anschlussflächen zwischen Schienen und Laschen abhängig.

Diese Neigung beträgt bei den englischen Schienen-Typen bis max. 1 : 1·8, bei den meisten anderen Typen 1 : 2 — 1 : 2·5, ausnahmsweise auch 1 : 4; doch verschwindet dieses letztere Verhältnis mit der neu eingeführten Verbesserung der Schienenform.

Die bei der neuen belgischen Staatsbahnschiene (Goliathschiene) angenommene Neigung von 1 : 5 kann hier nicht in Betracht gezogen werden, weil dort die Lasche auf den Schwellen ruht, also in ganz anderer Weise zur Wirkung kommt.

Bei Vernachlässigung der Reibung zwischen Schiene und Lasche ergibt sich sonach die horizontale Componente der Druck-Kräfte zu $\frac{1}{2}$ D, bezw. $\frac{1}{2 \cdot 5}$ D, bei letzterem Verhältnisse demnach

*) Vergl. Dr. E. Winkler „Vorträge über Eisenbahnbau." — Der von den Schienen auf die Laschen aufgeübte Verticaldruck P zerlegt sich in zwei Componenten D, welche gegen die Normale zur gemeinschaftlichen Berührungsebene, resp. Anschlussfläche unter dem Reibungswinkel ϱ wirken. Ist α der Neigungswinkel der Anschlussflächen gegen die Horizontale, so ist

$$D = \frac{P}{2 \cos(\alpha - \varrho)}$$

und die Horizontalcomponente

$$\bar{D} = \frac{1}{2} P \operatorname{tg}(\alpha - \varrho)$$

$$\mathfrak{H} \text{ circa } \begin{cases} 984\,kg \text{ bei } 60\,km \text{ Geschwindigkeit} \\ 1084\,kg \quad „ \quad 80 \quad „ \quad\quad „ \end{cases}$$

Dieser Horizontaldruck ist an vier verschiedenen Stellen jeder Lasche, und zwar bei o, o' oben, und bei u, u' unten, im Abstande von $\frac{l'}{12}$ vom Laschen-, bezw. Schienenende wirksam. (Fig. 11)

Da aber die Schwerpunktlinie der Lasche nicht in der halben Höhe des Abstandes der oben und unten angreifenden Horizontalkräfte liegt, so ist die Lasche weder in Bezug auf Drehung noch auf die sonstigen Einwirkungen im Gleichgewichte.

Fig. 10.

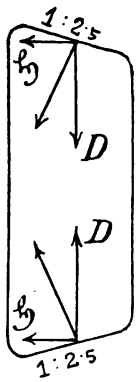
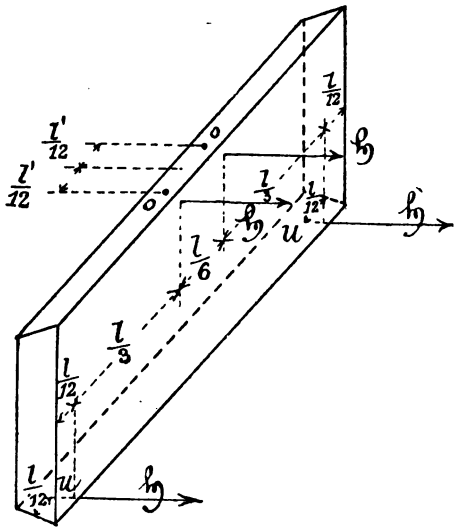


Fig. 11.



Dieses herzustellen ist Aufgabe der Bolzen, welche, um Torsionsbeanspruchungen der Laschen zu vermeiden, am zweckmäßigsten in demselben Verticalschnitte der Lasche angeordnet werden, in welchem die Resultierende der auf das betreffende Laschenviertel einwirkenden Kräfte liegt, also im Abstande von $\frac{l'}{12}$ vom Laschenende, bezw. von der Laschenmitte.

Die Bolzenstärke wird in der Regel so gewählt, dass jeder Bolzen imstande ist, die Wirkung der Horizontalkraft des betreffenden Laschenviertels allein aufzunehmen. Man erhält damit einen gewissen Überschuss an Sicherheit für alle Fälle, in denen der eine oder andere Bolzen spannungslos werden sollte.

Bezeichne $\mathfrak{B}$ den Axialzug des Bolzens, so muss für den Gleichgewichtszustand die Bedingung erfüllt sein (Fig. 12):

$$\mathfrak{B} \,.\, b = \mathfrak{H} \,.\, a,$$

wobei a den Abstand der beiden oben und unten an der Lasche wirkenden Horizontalkräfte, oder annähernd die Höhe der Lasche, und b den Abstand des Bolzenmittels von der unteren, an der Lasche wirkenden Horizontalkraft bedeutet.

$$\text{Hieraus ist } \mathfrak{B} = \frac{a}{b}\,\mathfrak{H} \quad ,$$

Bei der in der Tafel I angeführten Type 1 beträgt zum Beispiel das Verhältnis

$$\frac{a}{b} = \frac{82^1/_2}{39^1/_2} = 2{\cdot}1$$

und die verwendete Bolzenstärke 22 *mm* (Querschnittsfläche f = 2·83 cm^2).

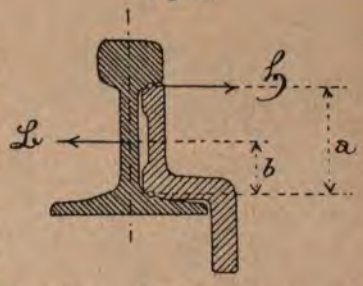
Hieraus geht hervor, dass der Bolzen bei dem sich ergebenden Axial-Zuge von

$$\mathfrak{B} = 2276{\cdot}4\ kg$$

$$\text{mit } k = \frac{\mathfrak{B}}{f} = \frac{2276{\cdot}4}{2{\cdot}83}\ kg = 804\ kg$$

per Quadratcentimeter beansprucht wird, welcher Beanspruchung das Material vollkommen gut widerstehen kann.

Fig. 12.



Nach der vorstehenden Darstellung würden also die Bolzen durch Anziehen der Muttern den oben beschriebenen Einwirkungen das nöthige Gleichgewicht halten, und infolge dessen sollte dann auch die ganze Laschenverbindung den an sie von den verticalen Kräften gestellten Anforderungen gut entsprechen.

In Wirklichkeit tritt aber trotzdem das erwünschte Gleichgewicht nicht ein, und ist eine, wenn auch geringe Verschiebung der einzelnen Constructionstheile der Stossverbindung nicht zu vermeiden, und zwar hauptsächlich aus dem Grunde, weil die Schraubenmuttern locker werden, die Laschen nicht immer genau an die Schienen passen und Bewegungen derselben zulassen, und weil sich die Laschen selbst infolge des Zwischenraumes zwischen beiden Schienen, wenn auch nur wenig verbiegen können.

Einwirkung der Querkräfte.

Viel ungünstiger verhält sich die Stoss-, bezw. die Laschenverbindung gegenüber den Einwirkungen der Querkräfte.

Wirkt die Querkraft, — welche an früherer Stelle mit 0·3 bis 0·6 der Achsbelastung ermittelt worden ist — auf einen mittelst Laschen verbundenen Schienenstoß, so wird ein gegenseitiges Verrücken der Schienenenden eintreten, wenn sich die Laschen unter einer Dehnung der Schraubenbolzen etwas verbiegen und dadurch eine Seiten-Bewegung der Schienenenden zulassen.

Die Möglichkeit einer solchen Seitenbewegung wird sodann umso größer, je ungenauer die Laschen an die Schienen anschließen, je kleiner der Neigungswinkel der Anschlusslaschen zwischen Schiene und Lasche ist.

Werden nun die aus den vorstehenden Betrachtungen sich ergebenden Resultate zusammengefasst, so folgt, dass die Laschen einer seitlichen Bewegung der Schienenenden einen umso größeren Widerstand leisten, die Continuität des Schienenstranges umso vollkommener herstellen werden, je stärker sie sind, je genauer sie an das Schienenprofil anschließen, je größer die Neigung der Anschlussflächen ist, je stärker die Schraubenbolzen sind, und je kräftiger dieselben angezogen werden.

Alle diese Momente werden bei Aufstellung, bezw. Beurtheilung einer Construction der Schienen-Stossverbindung zu beachten sein; man wird sich aber diesbezüglich vielfach an die Erfahrung halten müssen, denn eine ausschließlich rechnerische Bestimmung der entsprechenden Formen und Dimensionen der Laschen ist nicht möglich, und ist es überhaupt bisher nicht gelungen, eine allgemein giltige, genaue Theorie hiefür aufzustellen.

Es ist dies hauptsächlich darin begründet, dass bisher trotz aller Bemühungen eine vollkommen *stärre* Verbindung der Schienen durch die Lasche herzustellen, nicht gelungen ist. Und wenn auch etwa bei einer neuen Anlage eine vollkommene Verbindung der Schienen erzielt würde, so bliebe dieselbe von keinem langen Bestande, indem sie infolge der äußeren Einwirkungen der Lockerung unterläge, wodurch alsdann gewisse, für die Construction nachtheilige Einflüsse auftreten, welche sich weder ihrer Größe, noch ihrer Wirkung nach genau bestimmen lassen.

Insbesondere werden auch infolge der mangelnden Continuität im Schienenstrange die Schwellen zunächst des Stoßes ungleichmäßig beansprucht. Es tritt bei denselben eine schaukelnde Bewegung ein, wodurch sie viel leichter erschüttert und losgerüttelt werden, als die Mittelschwellen.

Liegt dann infolge dieses Losrüttelns eine der Stoßschwellen nur etwas abnormal oder hohl, so entstehen bedeutend vergrößerte Beanspruchungen von Schiene und Lasche, welche Beanspruchungen eine durch das unvermeidliche Spiel der Dilatation etwa bereits verschwächte Lasche sogar zum Bruche bringen können.

Es bildet deshalb die Stoßverbindung noch immer einen schwachen und verbesserungsbedürftigen Punkt des Gleises, mit dessen weiterer Ausbildung man sich allgemein sehr eifrig beschäftiget, wie dies auch die vielen in Verwendung stehenden verschiedenen Formen der Laschen zur Genüge erweisen.

Die meisten in Verwendung stehenden Laschen haben die Form von Winkellaschen, entweder mit einem Schenkel am unteren Ende, oder mit zwei Schenkeln unten und oben. Verbesserungen an der Construction der Stoßverbindung.

Die übliche Länge der Laschen beträgt, wie bereits erwähnt 50 bis 60 *cm*, und die Befestigung mit den Schienen erfolgt fast durchwegs mit 4 kräftigen Bolzen.

Von den in neuerer Zeit eingeführten Constructionen wären als besonders bemerkenswert anzuführen die von Sandberg vorgeschlagenen, und vor einigen Jahren bei mehreren Amerikanischen Bahnen, in jüngster Zeit bei den Belgischen Staatsbahnen eingeführten, besonders starken Laschen mit sehr breiten Lagerflächen und einer kräftigen Ausbildung des unteren Laschenschenkels, welcher über dem Schienenfuß vorsteht, auf der Stoßschwelle ruht und daselbst mit Schraubennägeln befestigt wird.

Es wird zwar von vielen Fachmännern angezweifelt, dass sich diese Construction, welche eine feste Verbindung der Laschen mit den Schienen und gleichzeitig auch mit den Schwellen bewirkt, bewähren dürfte; hierüber wären jedoch die Erfahrungen erst abzuwarten.

Weiter ist hier die in neuester Zeit versuchsweise auf circa 1 *km* der linksrheinischen Bahn (bei Rolandseck) eingeführte Stoß-Construction von Rüpell und Kohn hervorzuheben, der sogenannte „überplattete Stoß."

Diese Anordnung besteht darin, dass die zwei zu verbindenden Schienenenden bis auf 26 *cm* Länge auf ihre halbe Stärke abgestoßen werden. Um die Stege der Endblätter, also halbe Stege der Schiene widerstandsfähig zu machen, wurde bei der normalen Schiene der Steg von 11 *mm* auf 18 *mm* verstärkt, wodurch die Schiene selbst eine Gewichtserhöhung auf ca. 37 *kg* pro Meter erfuhr.

Die weitere Anordnung der Winkellaschen wurde sonst nicht geändert, die beiden inneren Laschenschrauben gehen durch die Überplattung.

Die Wirkung dieser nunmehr einige Zeit in Verwendung stehenden Construction soll eine sehr günstige sein, die Züge rollen sanft und ohne die bekannten Taktschläge über das mit derselben versehene Gleis. Nachdem aber das betreffende Versuchsgleis auch noch mit anderen Verbesserungen, wie besonders construierten Unterlagsplatten und Harmann'schen Hakenschrauben versehen ist, so wird es wohl etwas schwierig sein, zu beurtheilen, wie viel von den etwa erreichten Vortheilen diesen Verbesserungen, wie viel der Verstärkung der Schiene, und wie viel der eigentlichen Stoßanordnung zugeschrieben werden kann.

Versuche mit überplatteten Schienenenden, sowie schiefwinkeligen Begrenzungen derselben sind übrigens so alt, wie der Oberbau selbst, doch wurden seinerzeit mit ihnen keine günstigen Erfahrungen erzielt,

es hat sich sogar der Verein D. E.-Verw. im Jahre 1845 bei Erörterung dieser Frage gegen jede Art von abnormalen Stößen ausgesprochen, weshalb sie auch nirgends zur ausgebreiteteren Verwendung gelangten.

Wohl kann man annehmen, dass mangelhaftes Material der Schienen und Laschen und ungenügende Construction der Verlaschung, sowie des Schienenprofiles damals an dem Misslingen mit Schuld gewesen sein dürften. Gegenwärtig sind die Bedingungen viel günstiger, das Laschen- und Schienenmaterial ist unverhältnismäßig besser, die Schienen haben ein viel stärkeres Profil, desgleichen die Laschen u. s. w.

Thatsächlich erweisen die Erfahrungen, z. B. auf der Pennsylvania-Eisenbahn, dass sich die mit Seitenlaschen versehenen, auf Unterlagsplatten aufruhenden schiefen Stöße außerordentlich ruhig befahren, doch kann auch hier mit Rücksicht auf die kurze Zeit der Benützung dieser Construction noch kein endgiltiges Urtheil darüber gefällt werden, ob der schiefe Schnitt oder andere Umstände auf diese sanfte Befahrung von wesentlichem Einflusse sind.

Das steht aber ziemlich fest, dass bei der Schienenstoß-Construction das Verdecken der Stoßlücke, d. i. das Vermeiden einer senkrecht zum Schienenstrange durch die ganze Schienenbreite gehenden Fuge, viel untergeordneter ist, als das Verhindern der gegenseitigen Verschiebung der Schienenenden, und dass sich letztere, — welche von dem festen Anschluss der Laschen abhängt, — auch mit den auf das Verdecken der Stoßlücken abzielenden Anordnungen für längere Zeit wird kaum hintanhalten lassen. Es liegt dies darin, dass durch diese Anordnung der Druck an den Anschlussflächen, und somit auch die Abnützung derselben nur äußerst wenig verringert wird. Übrigens kann auch hier, wie bei den Seitenlaschen, durch Anziehen der Laschenschrauben für die Dauer ein fester Anschluss nicht erreicht werden, weil die Abnützung der Anschlussflächen eine ungleichmäßige ist.

Aber auch in theoretischer Beziehung ist die Construction der Stöße mit derartigen abnormalen Abgrenzungen der Schienenenden schwer zu rechtfertigen.

Bei der vollen Schiene war in Hinsicht der verticalen Kräfte die Festigkeitsbedingung

$$K = \frac{Me}{T},$$

bei dem überplatteten Theile des Stoßes wird dieselbe aber

$$K = \frac{Me}{T_1 + T_2}$$

Hier kommt also nicht das Trägheitsmoment T der ganzen Schienen-Querschnittsfläche, sondern die offenbar kleinere Summe der Trägheitsmomente T_1 und T_2 der einzelnen Theilquerschnitte in Betracht; infolge

dessen wird dann in diesem Theile des Schienenstranges die Spannung größer, als in jenem mit vollem Schienenprofil.

Diese, wenn auch nicht gar bedeutende Vergrößerung der Spannung gerade in dem durch die eigenthümliche abnormale Bearbeitung ohnehin alterierten Materiale, kann aber für die Stabilität der Schiene sehr leicht wesentliche Nachtheile hervorrufen. — Deswegen wird es auch nöthig sein, die bei derartigen Constructionen gewonnenen Erfahrungen vor Abgabe eines definitiven Urtheiles genau zu prüfen.

Bei dem überplatteten Stoße müssen übrigens die Erfahrungen nicht nur mit Rücksicht auf das Verhalten dieser Anordnungen im Gleise, sondern auch mit Rücksicht auf die Erzeugung der Schienen mit den abgeschwächten Enden gesammelt und in Betracht gezogen werden; denn es ist unzweifelhaft, und wird von allen Seiten zugegeben, dass die Ausführung dieses Schienenstoßes für die Massenfabrication nicht gut möglich ist.

Mit Rücksicht auf diese Umstände ist es sonach zu begrüßen, dass — wie aus einem Berichte des vom österr. Ingenieur- und Architekten-Vereine in Wien zum Studium der Oberbaufrage niedergesetzten Comités hervorgeht —*), sich die österreichischen Staatsbahnen ebenfalls entschlossen haben, auf ihren Linien eine Versuchsstrecke von 9 *km* zur Ausführung zu bringen, in welcher unter anderem auch verschiedene Stoß-Anordnungen erprobt werden sollen, und zwar:

Schienenstoß mit normal begrenzten Schienen,

Schienenstoß mit kurz überplatteten Schienen,

Schienenstoß gleich der von Rüpell und Kohn in Deutschland versuchten Construction mit derart überplatteten Schienen, dass die zwei inneren Laschenschrauben durch die Überplattung gehen.

Diese Versuche beziehen sich aber auf ein neues und sehr starkes Schienen-Profil (43 bis 44 *kg* per curr. Meter), welches in nächster Zeit kaum eine allgemeinere Verbreitung finden dürfte, und welches auch ohne irgend eine abnormale Stoß-Construction schon zufolge seiner kräftigeren Dimensionirung unzweifelhaft ein ruhigeres Befahren erwarten lässt.

Alle diese bisher beschriebenen und vorwiegend auch ausgeführten Schienenstoß-Anordnungen, wie verschiedenartig sie auch sonst gestaltet sein mögen, erscheinen im Wesentlichen nach den gleichen Grundprincipien construiert, indem nämlich die beiden zusammenstoßenden Schienenenden durch einen möglichst festen Anschluss von Seiten-Laschen an einer gegenseitigen Verschiebung verhindert werden.

*) Wochenschrift des österr. Ing.- und Archit.-Vereines in Wien, Nr. 19, bezw. 23 vom Jahre 1891.

Gänzlich abweichend hievon ist die Ausgestaltung des Schienenstoßes, wie sie von Livachino Losi 1882 in Vorschlag gebracht wurde, oder wie sie bei einigen Bahnen in Amerika durch den sogenannten Brückenstoß von Fisher ins Auge gefasst erscheint.

Livachino Losi hatte eine Laschenverbindung construiert, bei welcher die Schienen nicht durchlocht werden; er legte unter den Schienenstoß eine 800 *mm* lange, 400 *mm* breite und 16 *mm* dicke Eisenplatte, deren Enden auf den Schwellen aufliegen, und daselbst sammt den Schienen befestigt werden.

In gleicher Weise werden bei dem von Fisher eingeführten Brückenstoß die unverbundenen oder nur leicht verbundenen beiden Schienenenden auf die Mitte einer nach oben flach gewölbten Brückenplatte gelagert, welche über die beiden Stoßschwellen reicht, und auf denselben mit vier Nägeln befestiget ist.

Die nöthige Festigkeit erhält diese Platte durch an der Seite angebrachte Verstärkungsrippen, welche den Schienenfuß umfassen, und ihn so an seitlichem Ausweichen hindern, ihm also als Führung dienen.

Die Brückenplatte ist — wie erwähnt — nach oben gewölbt, und zwar mit circa 3 *mm* Pfeil, was genügen soll, um auch bei eingetretener Durchbiegung derselben eine Lagerung der Schienenenden nur in der Plattenmitte zu sichern.

Die beiden Schienenenden sind weiter vermittelst eines ⊔-förmigen Bolzens auf der Brückenplatte befestiget.

Mit diesem Bolzen werden gleichzeitig auch die beiden Schienen untereinander verbunden, und zwar zu dem Zwecke, damit ein dem Stoß nahendes Rad nicht allein das von ihm belastete Schienenende niederdrücken könne, ohne auch die andere Schiene mitzunehmen, und so in üblicher Weise wieder den zweiten Schienenkopf niederzuhämmern.

Durch diese Anordnung sind die beiden Schienen überhaupt so miteinander verbunden, dass eine ohne die andere eine Verticalbewegung nicht ausführen kann.

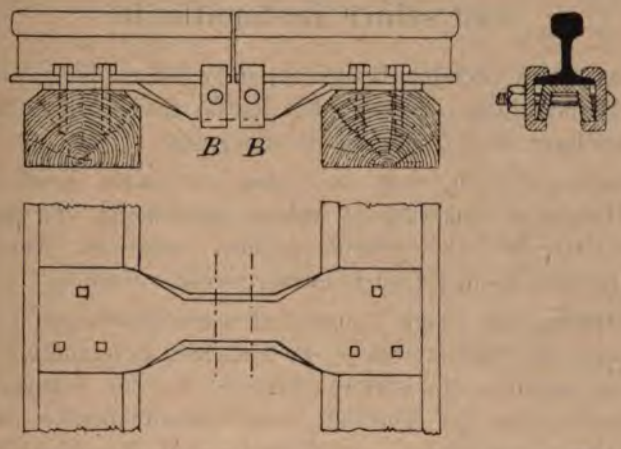
Eine nach demselben Principe construierte Stoßverbindung wurde in neuerer Zeit auf der Berliner Stadtbahn in Verwendung genommen. (Tafel IX.)

Sie unterscheidet sich von der oben beschriebenen Stoßconstruction nur in einigen geringen Details, so insbesondere darin, dass die Schienen untereinander und mit der Brückenplatte nicht mit einem Bolzen, sondern mittelst kurzer Winkellaschen verbunden sind, deren an ihrem unteren Schenkel befindlichen Einklinkungen in entsprechende Vorsprünge der Brückenplatte eingreifen und hiedurch auch eine Längsbewegung verhindern.

Nach demselben Principe ist auch die in jüngster Zeit von Roth und Schüler in St. Johann a. d. Saar vorgeschlagene Stoßverbindung (D. R. Patent Nr. 54814) construiert.

Der Stoß wird unter Wegfall von Laschen durch eine Schienenbrücke unterstützt, welche aus einem Blechstücke in der aus der Zeichnung ersichtlichen Weise hergestellt ist. Die an den Enden breite und flache, in der Mitte schmale und ⌐¬-förmige Schienenbrücke, wird mit den Schienen selbst, abgesehen von der Nagelung auf den Schwellen durch paarweise, anziehbare Klammern *B* verbunden.

Fig. 13.



Die nach diesem Principe construierten Anordnungen der Stoßverbindungen haben den besonderen Vortheil, dass beim Übergang der Räder über den Schienenstoß jede der Stoßschwellen gleichmäßig, nahezu mit der halben Last der Achse beansprucht wird, und eventuelle Stoßwirkungen durch die biegsame Brückenplatte aufgehoben werden, so, dass die richtige Lage der Stoßschwellen in gleicher Weise und ebenso leicht wie jene der Mittelschwellen erhalten werden kann, was zur dauernden Erhaltung der Continuität des Schienenstranges ganz wesentlich mit beiträgt.

Auch dem Wandern der Schiene wird durch solche Constructionen in entschiedener Weise entgegengewirkt.

Überhaupt erwartet man, dass derartige Anordnungen eine längere Dauer des Oberbaues und eine Verminderung der Unterhaltungskosten zu Folge haben werden, worüber selbstverständlich erst die Erfahrungen den nöthigen Aufschluss geben müssen.

Beim Stuhl-Oberbau erfolgt die Stoßverbindung vorwiegend mittelst Winkellaschen, deren unterem Laschenschenkel eine kräftige Ausbildung gegeben wird; übrigens werden die Laschen beim Stuhl-Oberbau infolge der kräftigeren und wirksameren Verbindung der Schiene auf den Stoßschwellen überhaupt viel günstiger in Anspruch genommen, und kommen die bei den Stoßverbindungen der breitbasigen Schienen wahrgenommenen Mängel hier nur in bedeutend geringerem Maße vor.

II. Abschnitt.

Bedingungen für die Widerstandsfähigkeit des Gleises und seiner Bestandtheile.

In den vorangehenden Erörterungen wurden die auf das Gleise und seine Bestandtheile einwirkenden Kräfte rücksichtlich ihrer Größe und der Art ihrer Einwirkung näher untersucht.

Es wurde gefunden, dass die zutage tretenden Kraftäußerungen einerseits Momenten entspringen, welche unabhängig von den Einwirkungen des Betriebes sich geltend machen, anderseits aber durch die über das Gleise rollenden Lasten hervorgebracht werden.

Die ersteren, als innere Längsspannungen bezeichnet, verursachen Deformationen des Gleises, welche die einzelnen Bestandtheile desselben in Anspruch nehmen; die letzteren ergeben die des Näheren beschriebenen Einwirkungen der Vertical- und Horizontalkräfte, welche die tragenden Theile des Gleises auf Torsion und Bruchfestigkeit beanspruchen, überdies aber eine Lockerung des Gleisegefüges herbeiführen.

Bei Beurtheilung gegebener Gleistypen nach der Richtung, inwieweit dieselben allen beschriebenen Einwirkungen erfolgreich Widerstand zu leisten vermögen, können zwar vorerst immer nur jene Kraftäußerungen in Betracht gezogen werden, wie sie unter normalen Verhältnissen, d. i. ohne besondere Störungen in der Bewegung der Fahrzeuge hervorgebracht werden, unberücksichtiget dürfen jedoch die abnormalen Verhältnisse nicht bleiben, denn zufolge derselben können — wie nachgewiesen wurde — die einwirkenden Kräfte leicht bis auf das Doppelte wachsen.

Inwieweit diesen Maximalwerten bei Beurtheilung der einzelnen Bestandtheile Rechnung zu tragen ist, kann aber nur auf Grund diesbezüglicher Erhebungen und Beobachtungen näher festgestellt werden.

Zudem kommt noch, dass bei Feststellung der Einwirkungen der dargestellten Kräfte dieselben immer nur als ruhig wirkend eingeführt wurden; in der Wirklichkeit erfolgt aber die Einwirkung dieser Kräfte, beziehungsweise die Beanspruchung des Gleises durch die Räder der Fahrzeuge stoßweise, mit einer gewissen Energie, und bei Berücksichtigung der großen Geschwindigkeit der Bewegung der Fahrzeuge auf dem Gleise in so schneller Aufeinanderfolge, dass ein Ineinandergreifen und Modificieren der einzelnen Einwirkungen eintreten muss.

Aus diesem Grunde hat auch Sandberg sich dahin ausgesprochen, dass zur Beurtheilung der Beanspruchung der Schienen nur bei geringeren Geschwindigkeiten die Vertheilung der Last auf mehrere Achsen Berücksichtigung finden soll. Dagegen aber bei großen Geschwindigkeiten — etwa 95 *km* pro Stunde — da zwischen den Augenblicken der Überfahrt zweier Achsen über einen bestimmten Querschnitt der Schiene, derselben nicht die Zeit bleibt, in ihre normale Lage zurückzukehren, und somit der zweite Angriff eine noch durch den ersten Angriff beeinflusste Schiene treffe,*) sei es richtiger die Widerstandsfähigkeit der Schienen nicht nach dem Gewichte einzelner Achsen, sondern nach jenem der ganzen Locomotive zu beurtheilen.

Man kann dieser Anschauung eine Berechtigung gewiss nicht absprechen.

Alle diese Momente bestätigen nur die bereits wiederholt ausgedrückte Annahme, dass die theoretischen Erhebungen allein bei Beurtheilung der Widerstandsfähigkeit eines Gleissystems nicht maßgebend sind, sondern dass dabei die Resultate dieser Erhebungen im wesentlichen erst durch Ergebnisse der Praxis modificiert werden müssen.

In diesem Sinne soll nachstehend in eine nähere Erörterung jener Factoren eingegangen werden, von welchen außer den bereits berührten Momenten die Widerstandsfähigkeit der einzelnen Bestandtheile des Gleises, sowie des Gleises als Ganzes abhängig ist.

Die Aufnahme und Übertragung der in solcher Weise sich geltendmachenden Einflüsse auf alle Bestandtheile des Gleises erfolgt durch die Schiene.

A. Die Schiene.

Ist für ein Gleisesystem auf Grund der früher angegebenen theoretischen Erhebungen das den Kräftewirkungen entsprechende Schienenprofil gewählt worden, so wird die Widerstandsfähigkeit solcher Schienen, unter sonst gleichen Verhältnissen, von zwei Momenten bedingt sein:

1. Von der Qualität des zur Schienenerzeugung verwendeten Materiales,
2. von dem Maße der aus der Verwendung der Schiene unvermeidlich resultierenden Profilsverminderung, d. i. von der Abnützung derselben.

1. Qualität des Schienenmaterials.

Die zu Eisenbahnzwecken verwendeten Schienen werden gegenwärtig aus Flusstahl erzeugt, welcher überall das früher verwendete, durch Paquetieren und Puddeln erzeugte Schmiedeeisen verdrängt hat.

*) Vgl. Radinger „Über Dampfmaschinen mit hoher Kolbengeschwindigkeit." Seite 322.

Die Erzeugung des Flusstahls erfolgt nach dem Bessemer-, Thomas- oder Martin-Verfahren.

Die Bedingungen, welchen das wie immer erzeugte Schienenmaterial entsprechen soll, sind in der Regel in den „besonderen Lieferbedingnissen" oder auch in den bezüglichen „technischen Vorschriften" zum Ausdrucke gebracht.

Diese Lieferbedingnisse enthalten nun je nach den verschiedenen localen Verhältnissen und Bedürfnissen der einzelnen Bahnen auch von einander abweichende Bestimmungen.

So genau und eingehend mitunter die Bedingungen, welchen das zu erzeugende Material entsprechen soll, sonst auch vorgeschrieben erscheinen, so enthalten die Bedingnisse fast ausnahmslos keine besondere Bestimmungen über die chemische Zusammensetzung des Schienenmateriales,*) ebenso wenig aber Vorschriften über die Materialerzeugung.

Diese auffallende Thatsache entspricht indess dem gegenwärtig noch nicht genügend geläuterten Stande der diesbezüglichen Erfahrungen; denn — wenn es auch nicht zugestanden werden will — so ist nichtsdestoweniger thatsächlich, dass man bisher in der chemischen Zusammensetzung des Schienematerials noch nicht einen verlässlichen Maßstab zur Beurtheilung der hieraus folgenden Beschaffenheit der Schiene zu finden vermochte.

Es ist dies unzweifelhaft nachgewiesen durch die Widersprüche, welche beim Vergleich der chemischen Zusammensetzung des Materials mit dessen für die vorliegenden Zwecke maßgebenden physikalischen Eigenschaften erhalten werden.

So hat Werchowsky auf dem dritten internationalen Eisenbahn-Congresse in Paris mehrere Durchschnittszahlen über die chemische Zusammensetzung von Schienenmateriale mitgetheilt, und dieselben den mit diesem Material vorgenommenen Festigkeitsproben gegenübergestellt, und hiebei nachstehende Resultate erhalten:

---

*) Die franz. Ostbahn schreibt für das zu liefernde Material einen bestimmten Kohlenstoffgehalt von 0·4 % vor. Auch die in neuester Zeit aufgestellten Bedingnisse für Schienenlieferungen der Schweizerischen Bahnen enthalten nähere Bestimmungen über die chemische Zusammensetzung des Schienenmaterials (siehe Tabelle III).

	Kohlenstoff	Mangan	Silicium	Phosphor	Zugfestigkeit *kg* pr. cm^2	Dehnung %	Contraction %
	%						
Beste Schienen	0·28	0 67	0·24	0·11	6620	19	36
Gute „	0·28	0·60	0·15	0·11	6450	19	43
Spröde „	0·25	0·54	0·11	0·18	5980	20	47
Weiche „	0·21	0·74	0·05	0·19	5190	20	53
Russische „	0·22	0·53	0·11	0·18	5670	19	45
Deutsche „	0·25	0·52	0·16	0·12	6140	19	44
Englische und franz. Schienen	0·36	0·61	0·11	0·09	6620	18	40

Anmerkung: In Deutschland, und zwar sowohl bei der Verwaltung der Reichs-Eisenbahnen, wie im Vereine Deutscher Eisenhütten-Leute und auch anderenorts, gilt die Zugfestigkeit als Maß für eine zahlenmäßige Angabe des Härtegrades des Materiales.

Aus dieser Zusammenstellung geht hervor, dass die als „spröde" bezeichneten Schienen mit beinahe ebenso viel Phosphor wie die Russischen, rücksichtlich ihrer Zugfestigkeit den „guten" Schienen ziemlich nahe kommen, rücksichtlich der Dehnung und Contraction aber selbst die „besten" Schienen übertreffen.

Dies widerspricht aber den bisherigen Annahmen, und will man über die aus solchem Materiale erzeugte Schienen ein richtiges Urtheil gewinnen, so müssen dieselben Biege- und Schlagproben unterzogen werden, bei welchen ihre Schwächen sicher zum Vorschein kommen.

Was weiter die — insbesondere in neuerer Zeit — mehrfach ausgesprochene Anschauung betrifft, dass Schienen nach dem Martin-Verfahren erzeugt, gegenüber anderen Flusstahlschienen den Vorzug verdienen sollen, so ist dieselbe vollkommen unbegründet, nachdem durch eine überwiegend große Zahl von Proben und zu einem derartigen Urtheil ausreichende Erfahrungen unwiderlegt erwiesen wurde, dass gutes Schienenmateriale sowohl in der Birne wie im Flammofen, sowohl auf sauerem wie auf basischem Wege erzeugt werden kann, und dass etwaige Vorgänge während des Erzeugungsprocesses des Materials, auf die Qualität der Schienen von keinem solchen Einflusse sein können, dass deren Mängel bei den Biege- und Schlagproben nicht zutage treten würden.

Es kann somit in dieser Beziehung ohne jedes Bedenken jenen Fachmännern beigepflichtet werden, welche die Ansicht vertreten, dass die Wahl des Rohstoffes, wie das Herstellungsverfahren des Materials

dem Verfertiger zu überlassen, während die Güte der fertigen Schienen durch Vorschreibung entsprechend strenger Proben und sorgfältiger Vornahme derselben zu sichern sei.

Mit dem Gesagten will aber keineswegs das Studium der chemischen Zusammensetzung des Schienenmaterials als gering zu schätzen bezeichnet werden, weil schließlich die letztere doch auf die Qualität des Materials von wesentlichem Einflusse bleibt; doch kann nicht genug eindringlich empfohlen werden, von den bei den Studien etwa gewonnenen Resultaten vor Erhalt einer vollständigen, durch Erfahrungen bestätigten Klarstellung der Wechselbeziehungen zwischen den chemischen und physikalischen Eigenschaften des Schienenmaterials einerseits und der Wechselbeziehungen in den physikalischen Eigenschaften selbst (Festigkeit, Dehnung und Contraction) anderseits, nur mit Reserve Gebrauch zu machen.

Zur Bestätigung des Angeführten möge hier einer interessanten Studie erwähnt werden, welche auf Veranlassung der Verwaltung der Pennsylvania-Bahn über den Zusammenhang der chemischen Zusammensetzung mit der Qualität der Schienen durchgeführt wurde.

Im Winter 1876/77 wurden auf den Linien der genannten Bahn viele aus verschiedenen englischen und amerikanischen Hütten bezogene Schienen schadhaft. Das veranlasste die Verwaltung den Chemiker Dr. Dudley mit der Untersuchung der mechanischen und chemischen Eigenschaften dieser Schienen zu beauftragen.

Bei dieser Untersuchung wurde gefunden, dass die schlechten, gebrochenen Schienen, außer 0·366% Kohlenstoff, noch 0·7% fremder Stoffe, — darunter 0·132% Phosphor — enthielten, während die chemische Analyse der guten Schienen, außer 0·287% Kohlenstoff, nur 0·49% fremde Stoffe darunter 0·077% Phosphor ergab.

Erstere Schienen hatten eine Festigkeit über 53 *kg* pr. mm^2 bei einer Dehnung unter 20%, letztere unter 52 *kg* pr. mm^2 bei einer Dehnung über 21%.

Auf Grund dieser Erhebungsresultate beabsichtigte Dr. Dudley den Lieferwerken eine ziemlich engbegrenzte chemische Formel für die Beschaffenheit des Schienenmateriales vorzuschreiben.

Dieser Absicht wurde jedoch sowohl seitens der Hüttentechniker, wie seitens der Eisenbahn-Ingenieure entgegengetreten, und von diesen der Beweis erbracht, dass die chemische Zusammensetzung nicht allein für die Qualität des Materials maßgebend ist, vielmehr, dass Schienen von verschiedener, chemischer Beschaffenheit des Materiales gleiche physikalische Eigenschaften haben können, und die Art der Schienenerzeugung, sowie das Profil derselben ebenfalls einen Einfluss auf deren gute und schlechte Eigenschaften ausüben.

Als zutreffend konnte nur die — übrigens bekannte — Thatsache angesehen werden, dass Material mit viel fremden Beimengungen im

allgemeinen härtere und sprödere, mehr zum Bruche geneigte Schienen ergibt, als solches von reinerer Beschaffenheit.

Ein weiteres beachtenswertes Ergebnis der Untersuchungen Dudley's war, dass weichere, weniger kohlenstoffhältige Schienen weniger abgenützt werden, als solche von hartem Materiale.

Diese anfänglich etwas auffallende Erscheinung findet sich übrigens schon durch ältere diesbezügliche Beobachtungen der englischen Ingenieure J. T. Smith und Price Williams bestätigt. Ein gleiches Resultat constatiert auch Cloud, Werkstätten-Ingenieur der Philadelphia-Bahn, bezüglich Tyres.

Dudley erklärt diese anscheinend befremdende Thatsache dadurch, dass die Oberfläche des Schienenkopfes nicht glatt ist, sondern als mit unendlich vielen kleinen Zähnen versehen, angesehen werden muss, welche umso leichter abbrechen, je härter, bezw. spröder das Schienenmaterial ist. Ferner ist auch die Oxydation an der größeren Abnützung der härteren Schienen schuldtragend, weil sie bei diesen umso energischer auftritt, als bei weicheren Schienen, deren Material weniger fremde Bestandtheile enthält. Das Schlussergebnis der von Dudley angestellten Untersuchungen wurde dahin zusammengefasst, dass es zwar sehr nützlich und nothwendig sei, die chemische Zusammensetzung der Schienen zu kennen, dass es aber nicht richtig erscheine, den Hüttenwerken eine solche vorzuschreiben. Die Gewährleistung der Solidität des Materials soll vielmehr in strengen, mechanischen Proben gesucht werden.

Diesen Ergebnissen entsprechen auch die meisten Lieferbedingnisse für Schienen.

In Taf. III sind die in vielen dieser Bedingnisse enthaltenen charakteristischen Bestimmungen für Schienenproben zusammengestellt, und ist hieraus zu entnehmen:

a) Dass zur Beurtheilung des Schienenmaterials sich allgemein und vorzugsweise der Schlag- und Biegeproben bedient wird. Zerreißproben sind, wenn sie auch nahezu von allen Bahnen zur Information durchgeführt werden, nur in einigen Fällen für die Material-Übernahmen maßgebend. Sie werden vorwiegend in Deutschland, Österreich, England, Belgien, Schweiz, Schweden und Spanien durchgeführt, in Frankreich, Amerika, etc. wird auf die Erhebung von Zugfestigkeit, Elasticitätsgrenzen, Dehnung und Contraction weniger Gewicht gelegt, dafür erscheinen aber z. B. in Frankreich allgemein besondere Härteproben bedungen.

b) Dass die den vorgeschriebenen Proben entsprechenden Härten des Schienenmaterials, bezw. dessen Festigkeit in den ziemlich weiten Grenzen von 50 bis 85 *kg* per mm^2 (für breitfüßige Schienen bis 75 *kg*, für Doppelkopf-Schienen bis 85 *kg*) liegt.

Diese Thatsache ist umso bedeutsamer, als in der ersten Zeit der

Verwendung von Flusstahlschienen und nach den ersten Erfahrungen mit denselben, ausschließlich nur weicheres Material zur Schienenerzeugung gefordert wurde, weil man Schienenbrüche besorgte.

Die Fortschritte im Hüttenwesen haben aber inzwischen die Stahlerzeugung dahin gebracht, dass man gegenwärtig Schienen mit einer Festigkeit von 85 *kg* pro mm^2 ohne jedes Bedenken verwendet.

Selbstverständlich muss bei Feststellung des Härtegrades auf verschiedene Nebenumstände Rücksicht genommen werden, so in erster Linie auf die zu erwartende Art der Inanspruchnahme der Schienen.

Für einen nachgiebigen Unterbau, für steife Fahrbetriebsmittel, für ungünstige klimatische und Temperaturs-Verhältnisse, empfiehlt es sich mit Rücksicht auf die Betriebssicherheit, weichere Schienen in Anwendung zu bringen.

Weiter dürfen auch die Vorgänge bei der Schienenerzeugung nicht unberücksichtiget bleiben. Diesbezüglich darf insbesondere die außerordentliche Empfindlichkeit des Stahlmaterials gegen Abkühlung nicht außer Acht gelassen werden.

Die Abkühlung bewirkt bekanntlich eine Härtung des Materials, und wird diese umso ausgiebiger, je rascher die Abkühlung erfolgte.

Schon bei Berührung des Materials mit den Walzkalibern wird dasselbe abgekühlt, und zwar desto bedeutender, je dünner das Walzprofil ist und je länger der Walzprocess dauert. Daraus folgt nun, dass beim Walzen breitfüßiger Schienen der dünne Fuß derselben gegen die anderen Theile des Profils, eine raschere Abkühlung erfährt, und dass die einzelnen Partien des fertiggewalzten Schienenprofils ziemlich stark differierende Härten besitzen.

Thatsächlich kann man, wenn sonst an den Fußrändern der Schienen keine Risse entstehen, was bei 5—7 *mm* starken Rändern gerne geschieht, unter einem Mikroskop aus der Farbe und der Dichte bezw. Feinheit des Kornes erkennen, dass das Metall längs der Ränder der schwächeren Theile viel mehr gehärtet ist, und zwar umsomehr, je stärker dimensioniert die anderen Theile sind.

Die in dieser Richtung angestellten Erhebungen bestätigen diese Thatsache vollkommen; so wurde z. B. bei den Schienen der Belgischen Staatsbahn ermittelt:

	Schienenkopf		Steg		Fuß	
	Festigkeit *kg* pr. mm^2	Dehnung %	Festigkeit *kg* pr. mm^2	Dehnung %	Festigkeit *kg* pr. mm^2	Dehnung %
Profil 38 *kg* pr. *m*	63·48	16·56	63·47	15·31	.	.
„ 52 „ „ „	68·18	16·51	64·34	13·67	.	.
„ 52 „ „ „	75·20	11·74	74·38	10·99	77·90	12·86

Diese verschiedenen Härten erzeugen nun im Profil selbst ungleiche Spannungen, welche der Solidität der Schiene nicht zuträglich sind; eine Verletzung des Fußrandes, ein Schlag mit dem Hammer, selbst der bloße Fall der Schiene kann den sofortigen Bruch derselben herbeiführen, und das umsomehr, wenn — wie dies in der Praxis vielfach geschieht — die beim Walzen infolge des ungleichen Erhärtens entstandenen Verbiegungen der Schiene durch kalte Pressungen und Hämmern gerad gerichtet werden, weil hiedurch an den gerichteten Stellen schwache Punkte geschaffen werden.

Aus dem Gesagten ergibt sich, dass es nicht zweckmäßig ist, für die Erzeugung von breitfüßigen Schienen einen zu harten Stahl zu verwenden, und zwar um so weniger, je stärker das Schienenprofil und je breiter und schwächer der Fuß derselben ist.

Die Härte solcher Schienen beträgt nach den bekannten Lieferbedingnissen 50 bis 75 *kg*; im Mittel demnach 60 bis 62 *kg*, ein Härtegrad, welcher bei Schienen für mittlere klimatische Verhältnisse und für sonstige normale Bahnverhältnisse angewendet, sich bisher als zweckmäßig ergab.

Bei Erzeugung von Doppelkopfschienen treten mit Rücksicht auf das Profil die eben angedeuteten Mängel nicht in dem geschilderten hohen Grade auf, und kann auf Grnnd der gemachten Beobachtungen zur Erzeugung derselben ein um 20 bis 25% *) härteres Metall verwendet werden, als zu breitfüßigen Schienen, ohne dass sich Bedenken hinsichtlich der Gefahr des Bruches ergeben würden.

Auf diese Weise wären für Doppelkopfschienen Härten von 70 bis 90 *kg* pr. mm^2 zulässig; dieselben sind auch thatsächlich vielfach in Verwendung, und bewähren sich ganz gut.

Nach den in Tafel III zusammengestellten Schienen-Lieferbedingnissen ergeben sich die für die Härte der Schienen vorgeschriebenen, bezw. den Lieferbestimmungen entsprechenden Werte wie folgt:

In Frankreich	von	85	bis	55	*kg*,
„ England	„	65	„	55	„
„ Belgien	„	70	„	60	„
„ Spanien und der Schweiz . .	„	65	„	55	„
„ Holland	„	66	„	55	„
„ Deutschland und Österreich . .	„	60	„	50	*kg* per mm^2.

Nach bekannt gewordenen Urtheilen haben sich die Schienen aller dieser Härtegrade bei den örtlichen Verhältnissen, unter denen sie verwendet werden, ganz gut bewährt.

Es wäre demnach vollkommen falsch und unzutreffend, diese Ziffern für sich etwa als Maß der Güte bezw. Qualität der Schienen allgemein

*) Revue des chemins de fer 1835 I. Cazes, über die Natur des Stahles für Schienen.

gelten lassen zu wollen; vielmehr geht aus denselben hervor, dass man sich gegenwärtig darüber noch nicht genügend klar sei, welche Härte für das Schienenmaterial als die zweckmäßigste anzusehen wäre, und dass noch weitere diesbezügliche Erfahrungen erforderlich seien, um in dieser Beziehung ein abschließendes Urtheil abgeben zu können.

Als schlecht, bezw. schlechter, können nach dem gegenwärtigen Stande Schienen nur dann bezeichnet werden, wenn sie den vorgeschriebenen Lieferbedingnissen nicht entsprechen.

Erst bis weitere Erfahrungen den zweckmäßigsten Härtegrad genügend festgestellt haben werden, und bis das richtige, ein gutes Material verbürgende Verhältnis zwischen den physikalischen Eigenschaften: — Festigkeit, Dehnung und Contraction — genügend ergründet sein wird, kann man erhoffen, diese Momente zur richtigen Beurtheilung der Schienenqualität benützen zu können.

2. Abnützung der Schienen.

Die aus der Verwendung der Schienen resultierende Profils-Verminderung derselben hat ihren Grund theils in den mechanischen Einwirkungen des Betriebes, theils in verschiedenen chemischen Einflüssen.

Dieselbe hat aber eine Verminderung der Tragfähigkeit der Schienen im Gefolge, ist somit für die Sicherheit des Betriebes von großem Einflusse und darf gewisse zulässige Grenzen nicht überschreiten.

Die Einhaltung dieser Grenzen, welche schon bei Feststellung der Schienenprofile bestimmt werden, ist in der Praxis überdies auch aus Gründen der Ökonomie wichtig, weil eine vorzeitige Auswechslung der Schienen vermieden werden muss.

Nun bietet aber die rechtzeitige Wahrnehmung des Momentes, in welchem diese Grenzen erreicht werden, selbst für einen geübten Beobachter große Schwierigkeiten. Aus diesem Grunde sowie aus vielfachen wirtschaftlichen Rücksichten war man daher bestrebt, das Eintreten dieses Momentes in vorhinein zu bestimmen, oder anders ausgedrückt, die Dienstdauer der Schienen annähernd festzustellen.

Wie bereits erwähnt, ist die Profil-Verminderung die Folge einestheils mechanischer, anderentheils chemischer Einwirkungen.

Abnützung durch mechanische Einwirkungen.

Die mechanischen Einflüsse bewirken die eigentliche „Abnützung der Schienen“ im engeren Sinne, indem sie einerseits an den Berührungsflächen zwischen Schiene und den anderen Constructionstheilen des Oberbaues (Laschen, Platten, Befestigungsmittel etc.) infolge der darauf übertragenen Pressungen und Reibungen, andererseits am Schienenkopfe, infolge der mit der Wirkung einer Feile zu vergleichenden directen Einwirkungen der Räder, eine Ablösung von Materialtheilchen der Schiene hervorbringen.

Die Abnützung an den Berührungsflächen der Oberbau-Construction ist zwar für die Profilverminderung weniger von Bedeutung, weil sie verhältnismäßig gering ist, doch wird durch dieselbe ein für den Bestand des Oberbaues, wie für die Betriebssicherheit schädliches Lockerwerden der einzelnen Constructionstheile hervorgebracht. Von größerer Bedeutung ist die Abnützung der Schienen durch die directe Einwirkung der Räder.

Das Bestreben der Fachmänner war nun seither darauf gerichtet zu ermitteln, ob sich nicht ein Gesetz aufstellen ließe, nach welchem sich diese oben dargestellten Erscheinungen der Abnützung vollziehen.

Dass hier nicht theoretische Erwägungen, sondern nur eingehende und systematisch durchgeführte Beobachtungen zu irgend einem Resultate führen würden, darüber war man sich im allgemeinen ziemlich klar, und ist man sohin auch darnach vorgegangen.

Die diesbezüglich bisher gewonnenen Ergebnisse lassen sich in Folgendem zusammenfassen:

Abnützung des Schienensteges und der Berührungsflächen mit den anderen Constructionstheilen.

Eine solche Abnützung wird zwar allgemein constatiert, doch sind hierüber bisher nur wenig Beobachtungsresultate vorhanden; allem Anscheine nach hauptsächlich aus dem Grunde, weil bei dem geringen Maße dieser Abnützung nicht zu unterscheiden ist, welcher Antheil an derselben den mechanischen Einwirkungen, und welcher dem chemischen Einflusse zugeschrieben werden kann.

Aus den bekannt gewordenen Beobachtungen wären nachstehende hervorzuheben:

Belgische Staatsbahn; dieselbe hat bei ihren stark befahrenen Linien pro Jahr eine Abnützung des Schienenfußes bis zu 0·1 *mm* erhoben, welche Abnützung bei Anwendung von Unterlagsplatten noch größer wurde.

Die französische Ostbahn, bei welcher mehrfach zwischen Unterlagsplatte und Schwelle eine Zwischenplatte von Filz eingelegt wurde, hat an solchen Stellen keine Abnützung des Schienenfußes wahrgenommen.

Weiter wurde überall ein Einpressen der Laschen in die geneigten Theile des Schienenkopfes und Fußes bemerkt, jedoch ohne Wahrnehmung eines Einflusses der Neigung der Anschlussflächen auf das Maß dieser Abnützung.

Beim Stuhl-Oberbau ist ein Einpressen der Schienenstühle festgestellt worden; dasselbe betrug bei der französischen Staatsbahn und zwar an der Innenseite des Gleises im ersten Jahr der Benützung bis 0·5 *mm*.

Im allgemeinen wurde die Wahrnehmung gemacht, dass die Abnützung an den Berührungsflächen der einzelnen Oberbaubestandtheile mit der Beanspruchung der Schienen wächst, was wohl darin seinen Grund hat, dass auch die Reibung auf den Berührungsflächen mit diesem Factor zunimmt.

Rücksichtlich des Zusammenhanges der Abnützung mit der Beanspruchung bringt ein dieser Frage von Dr. H. Zimmermann gewidmeter Artikel *) eine interessante Erklärung.

Hiernach berechnet sich die an den Unterstützungs- und Berührungsflächen der Schienen hervorgerufene Reibung mit:

$$R = \frac{G^2 e f \frac{l^2}{2}}{2 \varepsilon T}$$

Daraus ist zu entnehmen, dass sich die Reibungsarbeit vermindert, wenn der Elasticitätsmodul ε, und das Trägheitsmoment T, also die Steifigkeit des Trägers wachsen, dass sie sich dagegen vermehrt mit zunehmender Größe der Last G, der Trägerhöhe e, des Reibungscoefficienten f und der Stützweite l.

Von besonders großem Einflusse sind G und l, da sie in der Gleichung in zweiter Potenz vorkommen.

Was die Abnützung des Schienenkopfes und die hieraus resultierende Dienstdauer der Schienen anlangt, so sind darüber eine große Anzahl von Beobachtungen und Studien gemacht worden.

Von denselben wären anzuführen:

Frankreich:

Couard, welcher diesbezüglich eingehende Beobachtungen auf der Paris-Lyon-Mittelmeer-Bahn durchgeführt hat, fand auf Grund derselben, dass für die Abnützung der Schienen vor allem die darüber gerollte Zahl von Zügen (also nicht „die Bruttolast," wie sonst ziemlich allgemein angenommen wird) maßgebend ist, ferner die Beschaffenheit des Materiales (Provenienz) und die Bedingungen der Inanspruchnahme desselben (Profil, Trägheitsmoment, Entfernung der Stützpunkte, Gefälls- und Richtungsverhältnisse der Bahn).

Bei neuen Schienen erfolgt die Abnützung vorerst zumeist nur an der seitlichen Abgrenzung des Schienenkopfes, und ist bezüglich der Schienenhöhe sehr gering.

Für die Ermittlung der Schienenabnützung auf offener Strecke und zwar für 110000 Züge hat Couard die Formel aufgestellt:

$$y = 1 + a x,$$

*) Vergleiche Centralblatt der D. Bauverwaltung Nr. 42 vom Jahre 1890.

worin y die Abnützung in *mm*, x die Steigung und a einen Erfahrungs-Coefficienten bedeutet. a ist bei Gefällen 2 bis 3 mal größer als bei Steigungen.

In Gefällen nächst den Stationen (Bremsstrecken) ist die Abnützung 5 bis 6 mal größer als auf offener Strecke, in Stationen umso größer, je mehr Züge daselbst anhalten (bis 3·6 mal größer, als auf offener Strecke).

In Krümmungen ist die Abnützung größer, als in geraden Strecken; in starken Gefällen (Bremsstrecken) dagegen in Krümmungen geringer als in den Geraden.

Auf eingleisigen Bahnen ist die Abnützung ebenfalls relativ größer als auf zweigleisigen, und auf diesen wieder vorwiegend auf der Banquetseite. Letztere Wahrnehmung steht in Übereinstimmung mit den auf der Gotthardbahn in Kehr-Tunnellen gemachten Beobachtungen, gemäß welchen die seitliche Abnützung der der Tunnelwand zugekehrten Schienen viel stärker ist als auf der entgegengesetzten Seite, was darauf zurückgeführt werden kann, dass die elastische Ausbiegung des Gestänges durch die nahe Tunnelwand behindert wird.

Für die Abnützung durch 110000 Züge hat Couard bei harten Schienen einen Durchschnittswert von 1 *mm* Kopfhöhe ermittelt, sowie die Wahrnehmung gemacht, dass die Widerstandsfähigkeit der Schienen gegen Abnützung mit ihrem Dienstalter wachse.

Auf Grund seiner umfassenden und eingehenden Studien stellte Couard für die Dauer der Schienen nachstehende Formel auf:

$$N = \frac{10^6}{ZV} \cdot \frac{T}{l^3} \cdot \frac{1}{1 + a\,D^2} \cdot C$$

In derselben bedeutet:

N Anzahl der Züge für Abnützung der Kopfhöhe um 1 *mm*,
Z mittlere Zugsbelastung in Tonnen,
V mittlere Zugsschwindigkeit in *km*,
T Trägheitsmoment der Schiene in cm^4,
l Stützenentfernung in *m*,
D Neigung pro mille,
a Coefficient für Gefälle = 0·023, für Steigungen 0·012,
C Coefficient, variabel, je nach der Provenienz der Schienen.

Diese Formel ergibt dann, bei Zugrundelegung einer Anzahl bekannter Erhebungen, für jede Hütte den Coefficienten C.

Couard hat diesen Coefficienten auf Grund der statistischen Mittheilungen des Vereines der Deutschen Eisenbahn-Verwaltungen mit 0·37 bis 1·20 berechnet, also im Mittel C = 0·7.

Auch die anderen Bahnen Frankreich's machen rücksichtlich der Abnützung der Schienen und deren Dauer eingehende Beobachtungen,

sie nehmen mit Ausnahme der Südbahn, welche die Bruttolast als Grundlage ihrer Erhebungen annimmt, die Zahl der Züge für die Abnützung als maßgebend an, und berücksichtigen nebst den bereits bei der Paris-Mittelmeer-Bahn angeführten Momenten bei ihren Beobachtungen auch noch die Achsbelastung, die Härte der Radreifen, die Gattung des Bettungsmaterials und die Südbahn überdies die klimatischen Verhältnisse.

Schließlich ziehen die französischen Bahnen den großen Einfluss der Bremsen auf die Schienenabnützung mit in ihre Beobachtungen und widmen den Versuchen der Anwendung von Gegendampf statt des Bremsens eine besondere Aufmerksamkeit.

Belgien.

Die hier gemachten Erhebungen führten im Principe zu ähnlichen Schlussresultaten, wie in Frankreich. Bei Ermittlung der Abnützung wird auch in Belgien von der Zugszahl ausgegangen.

Die Grand Central Belge hat in ihre Beobachtungen überdies noch die Einwirkung der Bettung, sowie den Untergrund des Oberbaues einbezogen, und hiebei wahrgenommen, dass die Abnützung in Felseinschnitten mit Schlägelschotter größer ist, als auf trockenen Dämmen mit Flussschotter.

Auf den Nord-Belgischen Linien hat man Bessemer- und Martinstahl-Schienen in Vergleich gezogen, und deren Gleichwertigkeit constatiert; dagegen aber relativ große Differenzen in der Abnützung verschiedener Schienenprofile festgestellt.

Schließlich wurde daselbst auch der bedeutende Einfluss beobachtet, welchen auf die Abnützung der Schienen die in den industriellen Districten vorherrschende staubige und mit den Verbrennungsproducten zahlreicher Hütten erfüllte Atmosphäre ausübt.

Italien.

Die Abnützung der Schienen bei sehr günstigen Anlageverhältnissen der Bahn mit geringer Bremsanwendung wurde bei ca 15 Mill. Tonnen Bruttolast mit 1 *mm* Kopfhöhe festgestellt. In den Tunnellen ist die Abnützung bedeutend größer.

Spanien.

Die Andalusische Bahn hat zur Beobachtung der Schienenabnützung Versuchsstrecken bestimmt, und ermittelt die Abnützung durch Schienenabwagen. Hiebei ergab sich für Strecken, in welchen Bremsen nur schwach angewendet werden, nach einer Verwendungsdauer der Schienen von 9 Jahren und einer darüber gerollten Bruttolast von zusammen 3·356 Mill. Tons thalaufwärts, und 5·195 Mill. Tons

thalabwärts, ein Gewichtsverlust von 0·28 *kg* pro Meter, was einer Abnützung gleichkommt von 1 mm^2 der Schienen-Querschnittsfläche nach 0·241 Mill. T.

Russland.

Hier liegen keine directen Erhebungen und Messungen über Schienenabnützung in längeren Strecken vor, wohl aber Aufzeichnungen über vorgenommene Auswechslungen infolge fortgeschrittener Abnützung.

So wurden auf der Strecke Riazan-Koslov infolge Abnützung ausgewechselt:

Im Jahre	1883	. .	0·34%
	1884	. .	0·25%
	1885	. .	0·18%
	1886	. .	0·27%
	1887	. .	0·23%
	1888	. .	0·19% Schienen.

Nicht uninteressant sind die von Kislansky auf dem 3. internationalen Eisenbahn-Congresse gemachten Mittheilungen über die Studien des russischen Generals Petrof, rücksichtlich des Einflusses der Länge der Locomotiven und der Krümmungshalbmesser, sowie der Achsbelastung auf die Schienenabnützung.

Petrof studierte diese Frage gelegentlich des Ersatzes der 6-rädrigen Locomotiven durch 8-rädrige auf den Linien Warschau-Petersburg und Moskau-Petersburg, und fand, dass je kleiner das Verhältnis zwischen der Länge der Locomotivbasis (Radstand) und dem Krümmungsradius wird, desto größer die Abnützung sich ergibt; ferner dass die Abnützung proportional ist der Quadratwurzel der Achsdrücke, welche auf die Schienen einwirken.

England.

Hier bestehen ebenfalls keine Veröffentlichungen von Beobachtungen über Schienenabnützung, aus welchen sich allgemeine Schlüsse ziehen ließen; — dagegen aber ganz eingehende Daten über Auswechslung.

Dieselbe ist hier naturgemäß sehr bedeutend mit Rücksicht auf die großen Geschwindigkeiten und den außerordentlichen Verkehr auf den Englischen Bahnen.

Deutschland und Österreich. (Verein Deutscher Eisenb.-Verw.)

Einen überaus wertvollen Beitrag zur Klarstellung der Frage über Schienenabnützung und Schienendauer haben die eingehenden und gründlichen Beobachtungen auf den Deutschen Bahnen, sowie auf jenen von Österreich-Ungarn geliefert.

Ohne speciell einzelne Bahnen hier zu nennen, sei nur bemerkt, dass die meisten derselben seit Jahren schon mit einer der Wichtigkeit

der Sache entsprechenden Gründlichkeit Beobachtungen anstellen und sammeln, und gewiegte Fachmänner sich mit der Untersuchung und Vergleichung dieser Beobachtungen beschäftigen.

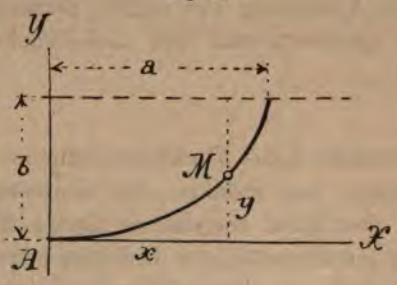
Unter den vielen, diesen Gegenstand behandelnden Arbeiten *) mögen nur jene von F. Ritt. v. Stockert, M. Funk und W. Hohenegger Erwähnung finden; erstere insbesondere, weil sie den größten Beobachtungs-Zeitraum umfassen.

Stockert, welcher sich schon seit 1861 mit solchen Untersuchungen beschäftigt, unterscheidet bei seinen Arbeiten die Schienenausnützung von der Schienenabnützung.

Mit Schienenausnützung bezeichnet er die Auswechslung überhaupt, auch wenn sie aus Anlass anderweitiger Zerstörung ohne vorherige volle Abnützung erfolgt, und hat auf Grund der gewonnenen Erfahrungen bereits 1872 einen Ausdruck aufgestellt, nach welchem das Maß der Schienenzerstörung aus der Größe der über die Schienen gerollten Last abgeleitet werden soll.

Werden nämlich die in bestimmten Zeiträumen beförderten Bruttolasten in Tonnen als Abscissen x, die durch den Übergang von x Tonnen Bruttolast, und zwar ausschließlich durch den Zugsverkehr zerstörten Schienen, in % des Gesammtbestandes als Ordinaten y aufgetragen, so resultieren Theile einer Viertelellipse, deren wagrechte Halbachse a die Anzahl von Tonnen angibt, welche bis zur Zerstörung des ganzen Bestandes übergerollt sein muss und deren lothrechte Halbachse b mit 100% den ganzen zu beobachtenden Bestand darstellt.

Fig. 14.



Die Gleichung dieser Ellipse ist:

$$a = \frac{b\,x}{\sqrt{2\,b\,y - y^2}} \quad \text{oder für } b = 100\%$$

$$a = \frac{100\,x}{\sqrt{200\,y - y^2}}$$

*) Die meisten derselben sind publiciert in einzelnen Jahrgängen des „Organs für die Fortschritte des Eisenbahnwesens", „Zeitung des Vereins Deutscher Eisenb.-Verw.", „Centralblatt der Bauverwaltung" etc. etc.

Soll diese Formel verlässliche Resultate ergeben, so darf denselben keine kurze Beobachtungsdauer zugrunde gelegt werden.

Diese auf die speciellen Verhältnisse der Kaiser Ferdinands-Nordbahn gegründete Formel war ursprünglich für Schienen aus Schweißeisen, später für Puddel-Stahlschienen aufgestellt; doch hat Stockert in seiner Darlegung 1890*) erklärt, dass dieselbe auch für Flussstahlschienen volle Giltigkeit behalte.

Auch der „Schienenabnützung" hat Stockert seit Jahren schon Aufmerksamkeit gewidmet, und darüber eingehende Beobachtungen auf bestimmten Versuchsstrecken der Kaiser Ferdinands-Nordbahn durchgeführt.

Desgleichen sind ebenfalls gründliche Arbeiten über Schienenabnützung auf einzelnen Versuchsstrecken der Sächsischen, Bayerischen, Baden'schen und Württemberg'schen Staatsbahnen, vorhanden, sowie auf der bestandenen Cöln-Mindener-Bahn, den Hanoveran'schen Staatsbahnen, auf den beiden Rhein-Bahnen etc. etc., ferner auf der österreichischen Südbahn, der österr. Nordwestbahn, der Österr. und der Ungarischen Staatsbahnen u. s. w.

Außer diesen einzelnen wertvollen Arbeiten hat sich aber der Verein Deutscher Eisenbahn-Verwaltungen das unschätzbare Verdienst um die Förderung und Klärung dieser hochwichtigen Frage dadurch erworben, dass derselbe rücksichtlich eines Bahncomplexes von ca 70.000 *km* die Beobachtungen auf eine einheitliche Basis zu stellen versuchte, und die Frage selbst zum Gegenstande eines statistischen Studiums erhob.

Die vorläufigen Ergebnisse dieser letzteren nicht nur zahlreichen, sondern auch umfassenden Beobachtungen sind in den Tafeln IV a und b zusammengestellt.

Abnützung durch chemische Einwirkungen.

Nicht minder wichtig wie die mechanischen Einwirkungen sind für die Schienendauer auch die chemischen Einflüsse, das Rosten der Schienen.

Die Rostbildung an den Schienen, bezw. an allen Eisen- und Stahltheilen des Bahn-Oberbaues ist allgemein, wird wie durch Beobachtungen auf Englischen Bahnen, ferner auf der Nordbelgischen Eisenbahn und den Belgischen Staatsbahnen festgestellt erscheint, in feuchter, unreiner, mit Verbrennungsproducten von Industrie-Anlagen erfüllter Atmosphäre größer und nimmt in Tunnelstrecken in so bedeutendem Maße zu, dass die Querschnitts-Verminderung der Eisenbestandtheile durch Verrostung viel rascher erfolgt, als durch mechanische Einwirkungen des Betriebes.

In freier Strecke bildet sich der Rost als ein dünner, mit Staub vermischter Überzug von gelblicher Farbe, der bei der Schiene an den

*) „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens," XXVII. Band v. J. 1890, Ergänzungsheft.

befahrenen Stellen, sowie an den Lagerflächen zwischen Schienenfuß und Querschwelle durch Reibung losgelöst, infolge der Durchbiegung und Bewegung der Schiene abfällt oder durch Regen weggewaschen wird.

In den Tunnelstrecken hingegen, besonders an mäßig oder zeitweilig nassen Stellen, (durch Tropfwasser nach anhaltendem Regen) bildet sich die Rostmasse als eine braune, blättrige, oft sehr feste Kruste, die an manchen Stellen sogar dicht, metallisch glänzend in kurzer Zeit (etwa nach einem Jahre) eine Stärke von 3 bis 8 *mm* erreicht und in größeren Stücken mittelst Messer oder Meißel ablösbar ist. Die Verrostung erfolgt hauptsächlich nächst dem Auflager, zieht sich dann um den Schienenfuß, und nimmt nach dem Steg und Kopf der Schiene bedeutend ab. Die Befestigungsmittel werden hingegen ganz mit Rost überzogen, so dass deren Lager- und Berührungsflächen und oft sogar deren Form kaum noch kenntlich wird.

Die chemische Untersuchung dieser Rostschichten, desgleichen der benachbarten Tropf- und Grundwässer, der abgelagerten Schlammschichten, der Rauchgase, der Beschaffenheit der zur Zugförderung verwendeten Kohle, sowie endlich die verschiedenartigen Bettungen und Gesteinsmassen der betreffenden Tunnelstrecken, haben ergeben, dass die Rostbildung hauptsächlich der durch Verbrennung von schwefelhaltiger Kohle in erheblichen Mengen sich entwickelnden, und in den Rauchgasen enthaltenen schwefligen Säure, sowie Schwefelsäure zuzuschreiben sei.

Annähernd berechnet, kann bei schwer arbeitenden Maschinen und ungünstiger Beschaffenheit der Kohle, sowie unvollkommener Verbrennung pro Stunde bis $2^1/_4$ *kg* schweflige Säure erzeugt werden;*) dieselbe oxydiert an der Luft, und wird sammt der von der Maschine erzeugten fertigen Schwefelsäure von den Wasserdämpfen, der feuchten Luft, dem Tropf- und Rieselwasser, und von der an den Schienen haftenden Nässe gierig aufgenommen.

Doch nicht allein die Schwefelsäure, sondern auch die in gleicher Weise als Product der unvollkommenen Verbrennung erzeugte und die Tunnelluft sättigende Kohlensäure kann mit als Ursache der Zerstörung des Eisenmateriales des Oberbaues angesehen werden, desgleichen schließlich auch das etwa vorkommende Grundwasser, wenn es die angeführten zerstörenden Säuren enthält.

Die Lage der Tunnelle, deren Länge, ihre Richtungsverhältnisse, wie überhaupt die leichte Lüftbarkeit derselben, sollen nach den Beobachtungs-Ergebnissen auf die Rostbildung nur einen mittelbaren Einfluss haben; dagegen wird der Gebirgsart ein directer Einfluß beigemessen, indem z. B. bei kalkhältigen Gebirgen die Hauptursache der Zerstörung — die Schwefelsäure — von den Tunnelwänden rasch gebunden und so der

*) Vglch. Dr. Thörners' in Osnabrück durchgeführte eingehende Versuche.

schädlichen Einwirkung zum Theile entzogen wird, was bei anderen Gesteinsarten nicht der Fall ist.

In gleicher Weise ist der in den Tunnellen herrschende Feuchtigkeitsgrad für die Rostbildung maßgebend.

Während nämlich weder in ganz trockenen Strecken, noch an sehr nassen Stellen, wo ständig Tropfwasser herabfällt, eine erhebliche Verrostung wahrnehmbar wird, tritt eine solche in hohem Grade an mäßig feuchten und an denjenigen Stellen auf, die nur zeitweise nass sind, oder wo die Feuchtigkeit in Form eines Sprühregens niedergeht.

An solchen Stellen wird dann die in der Tunnelluft befindliche Schwefelsäure und schweflige Säure von dem herabfallenden, an den Tunnelwänden herabrieselnden, oder am Oberbau haftenden Wasser gierig aufgenommen, und vollzieht so den Zerstörungsprocess.

In kurzen Tunnellen, wo von einem Stillstehen der Rauchgase kaum die Rede sein kann, und ein Niederschlagen der gesättigten Wasserdämpfe in erheblichem Maße nicht stattfindet, tritt auch ein starkes Verrosten der Eisentheile des Oberbaues in der Regel nicht auf, und sollten trotzdem größere derartige Zerstörungen vorkommen, so kann nur das vorkommende Gebirgswasser, indem es den Träger der zerstörenden Schwefelsäure bildet, hieran die Schuld tragen.

Bei sehr langen Tunnellen gestalten sich die Verhältnisse aber anders; die große Menge der hier entwickelten Rauchgase, welche von einer Locomotive während der Durchfahrung des Tunnels erzeugt wird, bewegt sich den ganzen Tunnelquerschnitt ausfüllend, nach einem Ende des Tunnels hin, was je nach der Windstärke rascher oder langsamer von statten geht, und zuweilen stundenlang andauern kann. Inzwischen bringt ein folgender Zug neue Dampf- und Rauchmengen hinein, so dass der Tunnel zu Zeiten, in welchen ein starker Verkehr stattfindet, kaum rauchfrei wird.

Infolge dessen schlagen sich die Wasser-, Schwefel- oder Kohlensäure-Nebel an den Tunnelwänden, auf der Bettung und dem Oberbau in großen Mengen nieder und überziehen alles mit einer ätzenden Feuchtigkeitsschichte, die in hohem Grade schwefelsäurehältig ist.

Je länger diese Feuchtigkeit auf den Oberbau einwirkt, desto rascher und intensiver erfolgt sodann auch die Zerstörung seiner Bestandtheile; in ganz besonders hohem Grade aber tritt dieselbe an den Berührungsflächen der verschiedenen Eisentheile ein.

Selbstverständlich ist der Fortschritt der Verrostung auch von der chemischen Beschaffenheit des Eisens, beziehungsweise Stahles abhängig, und wird z. B. ein manganreicheres Stahlmaterial bedeutend früher zerstört werden, als ein anderes, weil Mangan leichter oxydiert als Eisen.

Unter Umständen werden sogar die Tunnelwandungen, besonders aber der Mörtelverband der Mauerungen durch die anhaltenden schwefelsäurehältigen Nebel ungünstig beeinflusst.

Beim Holzquerschwellen-Oberbau tritt die Verrostung im allgemeinen in einem bedeutend geringeren Maße auf, als bei eisernem Oberbau; es dürfte dies zum großen Theile darauf zurückzuführen sein, dass sich die Feuchtigheit an den Auflagerflächen der Construction nicht lange hält, indem sie sich theilweise in das Holz der Schwelle einzieht, und überdies der Holzschwellen-Oberbau besser entwässert werden kann.

Zur Abschwächung der beschriebenen Einwirkungen wurden bisher verschiedene Vorkehrungen und Schutzmittel für den Oberbau angewendet, und zwar:

a) Vorsorge für rasche Beseitigung der Verbrennungsgase durch natürliche oder künstliche Ventilations-Anlagen, besonders in langen Tunnelstrecken.

b) Thunlichste Beschränkung der Dampf- und Rauchausstoßung, Benutzung von erprobten Heizungseinrichtungen, Heizung mit möglichst schwefelarmer Kohle, besser noch mit trockenem Coaks und Vermeidung der Aschenkasten-Entleerung während der Fahrt der Maschinen durch die Tunnelle;

c) Anstrich der einzelnen Eisentheile mit Ölfarbe, Holztheer oder Kalkmilch, welcher Anstrich theils vor, theils nach dem Verlegen des Oberbaues hergestellt und zeitweilig erneuert wird. Nach den von Dr. Thörner angestellten Versuchen hat von den verschiedenen Anstrichmassen (Asphaltlack, Mennige, Ölfarbe, Parafin, Theer) der carbonisierte Theer, d. i. ein auf chemischem Wege mit Kohlenstoff gesättigter, sehr schwer flüchtiger Gas-Theer am besten gehalten.

d) Verwendung von reinem, durchlässigen Bettungsmateriale, sorgfältige Wasserabführung und thunlichste Ableitung des Tropfwassers;

e) Benützung von geschlägeltem Kalkstein als Bettungsmateriale, falls die Tunnelwand nicht aus diesem Gesteine bestehen sollte;

f) Zeitweilige Bespritzung im Tunnel mit Kalkmilch oder kräftige Wasserspülung, um die saueren Niederschläge zu neutralisieren oder auszuwaschen.

Diese verschiedenen, oft combiniert angewendeten Hilfsmittel verzögern erheblich die besprochene Verrostung, wenn auch einzelne, z. B. der Anstrich, gerade an den ungünstigsten Stellen durch die Reibung auf den Berührungsflächen in kurzer Zeit unwirksam wird.

Voraussichtlich werden weitere Versuche und Beobachtungen bessere und vollkommenere Schutzmittel gegen diese Verrostung bieten.

Die rücksichtlich der Abnützung, beziehungsweise Verrostung des Oberbaues in den Tunnellen angestellten Beobachtungen ergaben nun in

den einzelnen Fällen ganz bemerkenswerte Resultate, welche nachstehend angeführt werden sollen.

Die ersteren betreffen die Beobachtungen in einigen Tunnellen der Strecke Wetzlar-Coblenz auf der Lahnthalbahn.

Daselbst wurde in einigen kürzeren Tunnellen (127 *m* und 434 *m*) der Oberbau (mit eisernen Querschwellen) nach einer Dienstdauer von 13 Jahren zum Theile ausgewechselt.

Einzelne Partien des ausgewechselten Oberbaues wurden, und zwar in dem Zustande, wie sie im Gleise zusammengefügt gelegen waren, senkrecht zur Gleisrichtung durchgeschnitten.

Die so erhaltenen Querschnitte zeigten deutlich eine Verrostung, wie sie oben beschrieben erscheint; die ursprünglich 8 *mm* starken Langschwellen hatten an einigen Stellen eine Stärke von nur 4 *mm*, der Schienenfuß war sehr geschwächt und an den Enden zum Theile scharf zugespitzt, was im Gleise wegen des festen Rostüberzuges nicht bemerkt werden konnte; die Rostlage zwischen Schienenunterkante und Schwellenoberkante hatte eine Stärke von 6—7 *mm*.

Von der Schwelle zog sich die Verrostung um den Schienenfuß herum, und dieser zeigte unmittelbar über der Schwelle zum großen Theile eine Structur, als sei er in eine Menge wagrechter dünner Blätterschichten zerfallen. Nach dem Schienenstege hin und an diesem selbst nahm die Verrostung ab, und an den Seiten des Schienenkopfes war selbe meist unerheblich.

Bei der Auswechslung, beziehungsweise beim Einlegen des neuen Langschwellen-Oberbaues wurde an einigen Stellen das gesammte Material vor der Verlegung mit einem zweimaligen schützenden Anstrich versehen, und zwar zum Theil von Ölfarbe, zum Theil von Holztheer und zum Theil von Asphaltlack; diese Anstriche wurden nach etwa einem Jahre, soweit die Flächen freigelegt werden konnten, nach vorheriger Reinigung zweimal wiederholt. An anderen Stellen wurde der nicht gestrichene Oberbau bis Schienenoberkante zum Theil in gewöhnlichen Kies und zum Theil in Steinschlag aus Kalkstein eingebettet. Ein vollständiger Erfolg wurde durch diese angewendeten Schutzmittel nicht erzielt, aber sie haben doch die Zerstörung der Eisentheile wesentlich verzögert; denn während der geschützte Oberbau nur sehr geringe Spuren von Verrostung zeigte, ist der nicht geschützte, gleichzeitig eingelegte Oberbau nach nicht langer Zeit schon in ziemlich ausgedehntem Maße mit Rostblättchen von $\frac{1}{2}$ bis 1 *mm* Stärke bedeckt gewesen.

Viel größere Fortschritte des Verrostens wurden bei dem 4200 *m* langen Kaiser-Wilhelm-Tunnel bei Cochem im Bereiche des k. Eisenbahn-Betriebsamtes Trier beobachtet; hier bildete die Rostmasse am Oberbau eine 6 bis 8 *mm* starke, blättrige, braune, ziemlich feste Schichte, welche sich in größeren Stücken nur mit dem Meißel ablösen ließ.

Die abgelösten Stücke waren ziemlich stark magnetisch. Auch hier wurden zur Verhütung des raschen Rostens Ölfarben- und Theeranstriche, sowie Einbettungen in Kies und Kalkstein vorgenommen, und hat sich hier der Theeranstrich, verbunden mit nachheriger Einbettung in Kies, am besten bewährt.

In den hier abgenommenen Rostproben ergab sich nach den vom Hütten-Ingenieur Sorge in Osnabrück vorgenommenen chemischen Analysen bei dem Stahl-Schienen-Rost ein Schwefelsäuregehalt von 0·72%, bei dem Eisenschwellen-Rost ein solcher von 0·43%.

Die Paris-Lyon-Mittelmeerbahn hat durch Beobachtungen constatiert, dass sich in den auf ihrem Bahnnetze befindlichen Tunnellen die Schienen durch Rost 12mal schneller abnützen, als auf offener Strecke. Bei dem Tunnel von St. Irénée bei Lyon beträgt die Schienendauer nur 7—8 Jahre, weswegen für Tunnelstrecken eine specielle, verstärkte Schienentype eingeführt wurde.

Ein ebenfalls schätzbares Materiale in dieser Richtung bieten die Beobachtungen auf der Gotthard-Bahn; dieselben werden in dem Verwaltungs-Berichte dieser Bahn für das Jahr 1888 mitgetheilt u. zw. wie folgt:

Das Schienenprofil dieser Bahn ist 36·6 *kg* pro laufenden Meter schwer, 130 *mm* hoch.

Die chemische Analyse mehrerer Schienenstücke ergab folgende Beimischungen:

	im Mittel	Maximum
Kohlenstoff in %	0·25	0·285
Silicium „	0·08	0·184
Phosphor „	0·064	0·083
Schwefel „	0·07	0·089
Mangan „	0·38	0·465

Die Holzschwellen sind theils mit Zinkchlorid, theils mit Quecksilber-Sublimat getränkt.

Der Oberbau hat sich in offener Strecke, wie in den kurzen, trockenen Tunnellen gut bewährt.

In den langen Tunnellen, insbesondere aber in einigen Theilen der südlichen Kehrtunnelle war dies jedoch nicht der Fall, und musste die äußere Schiene trotz verstärkter Nagelung in kurzer Zeit wieder umgenagelt werden.

Die Befestigungsmittel werden daselbst durch Rosten, Abschleifen und Einfressen stark in Anspruch genommen, alle Berührungsflächen zwischen Schiene, Laschen, Bolzen, Unterlagsplatten und Nägel durch das Reiben, Hämmern und Verrosten abgeschliffen, abgearbeitet und zerfressen.

Mangelhafter Rauchabzug, Nässe, häufiges starkes Bremsen und Sandstreuen auf die Schienen wurden als die hauptsächlichsten Ursachen der raschen Zerstörung dieses so starken Oberbaues erkannt.

Die Beobachtungen rücksichtlich des Verrostens der Schienen, mit welchen nach 2-jährigem Betriebe des Gleises begonnen wurde, finden in nachstehender Weise statt:

Beide Schienen des zu beobachtenden Gleisestückes werden periodisch herausgenommen und sammt dem anhaftenden Schmutze und Roste abgewogen; die Schiene aus dem linksseitigen Strange wird dann wieder eingelegt, die andere wird erst durch sorgfältiges Abkratzen von Rost und Schmutz und durch reichliches Abreiben mit verdünnter Säure gereinigt, getrocknet und abermals gewogen. Sodann wird in je einem Meter von beiden Enden, sowie in der Schienenmitte die Höhe der Schiene in Kopfmitte genau gemessen, und dieselbe nach entsprechendem Abwaschen mit einer Sodalösung, behufs Neutralisierung der Säure, wieder eingelegt.

Gelegentlich der ersten Erhebung wurde neben den beobachteten beiden Gleisschienen je eine dritte Schiene nach sorgfältiger Reinigung und Abwägung lose gelagert, und von da ab gleichzeitig mit den Gleisschienen und in ganz gleicher Weise beobachtet und gewogen.

Aus dem Gewichtsverluste der Schienen und der Verminderung der Schienenhöhe, wird dann die Abnützung des Schienenkopfes und die Zerstörung durch Rost ermittelt.

1 *mm* Kopfabnützung ergibt 3·75 *kg* Gewichtsverlust an einer 8 *m* langen Schiene; eine Schichte von 1 *mm* Dicke über die ganze Oberfläche der Schiene hat ein Gewicht von 31 *kg*.

Durch Vergleichung der Resultate der Beobachtungen an den Gleisschienen mit denjenigen der seitlich lose gelagerten Schienen ergibt sich, ob und wie das Befahren der Schienen das Rosten derselben beeinflusst.

Die in solcher Weise gewonnenen Beobachtungsresultate sind in nachstehender Tabelle enthalten:

	Ergebnisse der Erhebungen über Abnützung und Rosten der Schienen auf der Gotthard-Bahn			In langen Tunnellen		Übrige Strecke	
				Schiene		Schiene	
				im Gleis	seitlich	im Gleis	seitlich
1	Gewichtsverlust zwischen der ersten und letzten Abwage (ca. $3^1/_2$ Jahre)	Maximum	*kg*	28·40	16·40	3·41	1·85
		Durchschnitt	„	18·30	10·91	1·87	0·55
2	Höhenverlust durch Abnützung in $3^1/_2$ Jahren .	Maximum	*mm*	4·60	.	0·80	.
		Durchschnitt	„	2·80	.	0·42	.
3	Stärke der jährlich durch Rost zerstörten Schichte .	Maximum	„	0·120	0·138	0·014	0·016
		Durchschnitt	„	0·072	0·098	0·002	0·005
4	Jährlicher Verlust an der Höhe durch Abnützung am Kopf	Maximum	„	1·20	.	0·20	.
		Durchschnitt	„	0·75	.	0·12	.
5	Höhenverlust oder Abnützung am Kopf per 1 Mill. Tonnen darüber gerollter Last . .	Maximum	„	0·69	.	0·19	.
		Durchschnitt	„	0·44	.	0·09	.

Aus diesen Daten wird nun geschlossen:

a) Dass die Rostwirkung auf offener Bahn und in kurzen trockenen Tunnellen so gering ist, dass sie bezüglich Bemessung der Dienstzeit der Schienen außer Betracht fällt;

b) dass in langen und feuchten, schlecht gelüfteten Tunnellen der Gotthard-Bahn die Schienenabnützung infolge der Rostwirkung sechsmal stärker ist, als unter gewöhnlichen Verhältnissen. Außen an der Lauffläche der Schiene wird in ca. 13 Jahren eine Stahlschicht von 1 *mm* Stärke durch Rost zerstört;

c) befahrene Schienen rosten weniger, als die neben ihnen frei gelagerten unbefahrenen;

d) die Abnützung auf offener Strecke beträgt auf 1 Mill. Tonnen 0·09 *mm*, ist sonach geringer, als nach den Angaben der Statistik des Vereins der Deutschen Eisenbahn-Verwaltungen, welche die Abnützung für Gleise mit scharfen Krümmungen in 0—3‰ Neigung mit 0·07—0·10 *mm* und in 20—25‰ Neigung mit 0·3—0·5 *mm* aufweist.

Weitere diesbezügliche Erhebungen, insbesondere die Profilaufnahmen der Versuchsschienen haben, entgegen den Beobachtungen Couard's ergeben, dass in scharfen Krümmungen die äußere Schiene von den Spurkränzen der Fahrzeuge angegriffen wird, während eine seitliche Abnützung am inneren Schienenstrange, oder in flachen Curven und geraden Strecken beiderseits kaum bemerkbar ist.

Zum Schlusse mögen hier noch die Resultate der Erhebungen und Beobachtungen angeführt werden, wie sie sich rücksichtlich des Verrostens des Oberbaues im großen Arlberg-Tunnel auf den k. k. österr. Staatsbahnen ergeben haben.

Die Ursachen sowohl, wie die Art und Weise des Rostens des Oberbaues im Arlberg-Tunnel sind ganz identisch mit den vorbeschriebenen im Gotthard-Tunnel und anderwärts.

Schwefelige Säure, Schwefelsäure und Kohlensäure (letztere in der bedeutenden Menge von 0·22%) als Producte der Locomotivfeuerung, bedeutende Luftfeuchtigkeit, besonders in einigen Tunnelstrecken bilden die Hauptursachen der raschen Zerstörung des hier erliegenden eisernen Querschwellen-Oberbaues.

Die Rostbildung bei den Schwellen ist zwar geringer als bei den Schienen, dieselbe wird aber auch hier bedeutender an den Auflagerflächen und besonders bei den Schraubenlöchern, welche dann sehr stark ausgeschlagen werden.

Bei den Fußschrauben und Klemmplatten erfolgt das Einfressen des Rostes schichtenweise; bei den Schrauben rosten die Gewinde ab, die Schraubenmuttern werden außen um so viel kleiner, dass neue Schraubenschlüssel erforderlich werden; überhaupt ist die Zerstörung, beziehungsweise die erforderliche Auswechslung des Kleinmateriales ganz abnormal hoch, und ist bereits im 2. Betriebsjahre in sehr intensivem Maße nothwendig geworden.

Was die Verrostung der Schienen anlangt (die Abnützung durch mechanische Einwirkung ist gegen jene durch Verrostung verschwindend klein), so wurde dieselbe durch Abmessung der Schienenkopf-Höhe erhoben, und ergab eine Verminderung derselben:

für 1	Jahr	mit durchschnittlich . .	2·45 *mm*,
„ $5^1/_4$	Jahre	„ „ . .	8·3 „
„ $6^1/_4$	„	„ „ . .	9·7 „

Weiter wurde festgestellt, dass die Schienenkopfabnützung daselbst

in Strecken mit 25‰ Steigung . . .	2 mal,
in „ „ 30‰ „ . . .	3 mal,
in den kleineren Tunnellen	6 mal
und in dem großen Arlberg-Tunnel . . .	10 mal

so groß ist, als in Strecken unter 25‰ Steigung.

Übrigens nicht nur der Schienenkopf, sondern auch die anderen Theile des Schienenprofiles erleiden durch das Verrosten bedeutende Verschwächungen.

Nach den Erhebungen am Arlberg-Tunnel wurden die Gewichtsverluste der einzelnen Theile der Oberbau-Construction pro Jahr festgestellt wie folgt:

Schiene . . .	1·322—2·1%	des	ursprünglichen	Gewichtes,	
Schwelle . .	1·070—2·2%	„	„	„	„
Lasche	8%	„	„	„	„
Beilagen und Klemmplatten	19%	„	„	„	„
Laschenschrauben . . .	12·5%	„	„	„	„
Fußschrauben	15%	„	„	„	„

Auch hier hat man die Wahrnehmung gemacht, dass in Strecken, wo zur Bettung Kalksteinschotter verwendet wird, die Verhältnisse merklich bessere sind.

Nach allen diesen dargestellten und mit den oben angeführten Untersuchungen übereinstimmenden Erfahrungen ist vorläufig festgestellt, dass als Hauptursache der Verrostung, beziehungsweise Zerstörung der Eisenmaterialien in den Tunnellen vorwiegend die als Producte der Locomotivfeuerung auftretenden, und von der Tunnelfeuchtigkeit aufgenommenen Säuren angesehen werden müssen, ferner, dass diese Zerstörung durch Anwendung verschiedener Mittel zwar verzögert, keinesfalls aber gänzlich hintangehalten werden kann.

Allgemeine Regeln über den Fortschritt dieser Zerstörungen, beziehungsweise über etwa erforderliche Auswechslungen der Materialien, lassen sich aus den bisherigen Erfahrungen nicht ableiten; es hat vielmehr den Anschein, dass man sich von diesem Endziel noch weit entfernt befindet und dass die Aufstellung allgemeiner Normen noch weiteren Forschungen überlassen werden muss. Vorläufig muss man sich bei Beurtheilung einzelner Fälle mit den Ergebnissen bestimmter, unter gleichen oder ähnlichen Verhältnissen gemachter Erhebungen zufriedenstellen.

Aus solchen Erhebungen scheint übrigens gegenwärtig schon ziemlich unzweifelhaft hervorzugehen, dass sich eiserne Oberbau-Constructionen für die Herstellungen von Tunnelgleisen weniger eignen, als solche mit Holzunterlagen.

3. Wert der Statistik für die Beurtheilung der Schienendauer.

Werden die in vorstehender Darstellung angeführten hauptsächlichsten Resultate über die Abnützung der Schienen überblickt, so zeigt sich das gesammte Material als ein fragmentarisches, der Einheitlichkeit entbehrendes, meist nur durch jeweilige locale Verhältnisse beeinflusstes, welches dem Endzwecke — aus den vorliegenden Erhebungen einen allgemein giltigen Ausdruck für die Ermittlung der Abhängigkeit der Schienenabnützung von den sie bedingenden Factoren zu gewinnen, noch nicht zu dienen vermag, andererseits aber auch das Maß der einzelnen, die Schienenabnützung bewirkenden Factoren nicht feststellt-

Die hier bestehende Lücke vermag nur durch eine rationelle und zielbewusste Statistik ausgefüllt zu werden, und ist es daher von äußerster Wichtigkeit, die Bedingungen festzusetzen, nach welchen allein eine solche Statistik zum erwünschten Ziele führen könnte.

Was fordert aber die Statistik, um auf Grund derselben zur Kenntnis jener Gesetze zu führen, welche den ursächlichen Zusammenhang der hier in Betracht kommenden Erscheinungen bedingen?

Sie fordert vor allem die Ausbreitung eines ganzen Netzes von Beobachtungen sowohl über das Ganze der zur Erforschung bestimmten Thatsachen, als auch über deren einzelne Erscheinungen, welche Beobachtungen alle gleichförmig nach einer Methode durchgeführt werden müssen, um bedingungslos einen Vergleich untereinander zuzulassen.

Eine Statistik fordert ferner eine große Zahl von Beobachtungen, weil nur dann schließlich ein gewisses constantes Zahlverhältnis — gleichsam eine Gesetzmäßigkeit — hervortreten kann.

Die Anstellung so vielfacher Beobachtungen ist umso unvermeidlicher, als man es hier — wie aus dem Vorgesagten ohnehin hervorgehen dürfte, — mit nicht wenig complicierten Vorgängen zu thun hat, welchen die verschiedenartigsten Ursachen zugrunde liegen, und zwar theils stetige, welche auf größere Massen von Erscheinungen und zugleich dauernd wirken, theils wechselnde, (zufällige, störende) Ursachen, d. i. solche, welche nur auf kleinere Massen von Erscheinungen und nur vorübergehend einwirken, die aber trotzdem nach einer festen Ordnung erfolgen können.

Die letzteren bedingen insbesondere eine große Zahl von Beobachtungen, denn nur in großen Massen verliert den Charakter des Zufalles, was in Einzelfällen als Zufall erscheint. Mit der wachsenden Zahl der Beobachtungen enthüllt sich immer mehr das die Ereignisse beherrschende Gesetz und wenn die Zahl unendlich groß wird, muss der Zufall ein Ende nehmen, und nur mehr das Gesetz herrschen.

Weiter erheischt die Statistik eine der richtigen Erkenntnis der beobachteten Thatsache entsprechende Auflösung der Erscheinungen in Quantitäten, die Unterscheidung zeitlicher wie räumlicher Verschiedenheiten, sowie die möglichste Genauigkeit der Beobachtungsdaten.

Ungenaue oder irrige Daten sind, weil sie den Schein der Sicherheit haben können, für die angestrebten Zwecke geradezu gefährlich und geeignet, die mit noch so großer Mühe und Verständnis abgeleiteten Schlussfolgerungen unbrauchbar zu machen.

Schließlich fordert die Statistik eine richtige Gruppierung der gewonnenen Beobachtungsresultate in einer das Bild der natürlichen Aufeinanderfolge darstellenden Reihe und Rückführung auf eine einheitliche Vergleichsbasis, um sodann die wiederkehrenden Regelmäßigkeiten in

das richtige Licht stellen, eventuell hieraus fließende Gesetze aufstellen zu können.

In dieser Hinsicht liefern von den in den einzelnen Ländern durchgeführten Beobachtungen jene des Vereines Deutscher Eisenbahn-Verwaltungen das schätzbarste Material, doch auch diese entsprechen noch nicht allen Anforderungen in vollem Maße, weshalb auch auf Grund derselben weder für die Schienenabnützung, noch für die Schienenauswechslung allgemein giltige Schlüsse gezogen werden können.

Die angeführten Thatsachen wurden auch sowohl vom Verein Deutscher Eisenbahn-Verwaltungen, wie vom dritten internationalen Eisenbahn-Congresse anerkannt, und hier wie dort beschäftigt man sich damit, für eine allgemeine Schienenstatistik entsprechende Grundzüge aufzustellen.

Hiedurch büßen nun die bisherigen Arbeiten an ihrem Werte Nichts ein, denn einerseits bleiben sie vorläufig die einzigen Anhaltspunkte für die Beurtheilung der Schienendauer, andererseits repräsentieren sie die Grundlagen für die weiteren in dieser Richtung beabsichtigten Forschungen, indem dadurch doch nur jene Momente angedeutet erscheinen, welche auf die Abnützung bezw. die Dauer der Schienen von Einfluss sind; es sind dies:

1. Das Schienenmaterial;
   a) seine chemischen wie
   b) seine physikalischen Eigenschaften.
2. Die Dimensionen und Beanspruchung der Schiene;
   a) Gewicht der Schiene per laufenden Meter,
   b) Schienenprofil, Verhältnis der 3 Haupttheile desselben,
   c) Schienenlänge,
   d) Trägheitsmodul: $\frac{\text{Trägheitsmoment}}{\text{Entfernung der gespannten Faser}} \left(\frac{T}{e}\right)$,
   e) Maximalentfernung und Zahl der Stützpunkte,
   f) Beanspruchung der Schiene per cm^2.
3. Die Bahnanlage;
   a) ein- oder zweigleisige Bahn,
   b) Steigungs- und Richtungsverhältnisse,
   c) Bettung, Stärke und Beschaffenheit derselben,
   d) Einschnitt, Damm, Tunnel, Station,
   e) Klimatische und atmosphärische Verhältnisse.
4. Verkehrsverhältnisse;
   a) Zahl der Züge,
   b) Beförderte Bruttolasten,
   c) Art der Bremsen,
   d) Zugsgeschwindigkeit,

e) Achsbelastung,
f) Härte der Tyres. *)

Desgleichen wurde durch die bisherigen Erhebungen festgestellt, dass es sich empfiehlt, die Beobachtungen nicht auf kürzere Versuchsstrecken zu beschränken, sondern dass dieselben auf ganze Längen einzelner Linien von möglichst gleichen Verhältnissen ausgedehnt werden sollten, um eine erwünschte Zahl von gleichartigen Beobachtungsresultaten zu ergeben.

Gelänge es nun, für die zutage tretenden Einzelerscheinungen durch fachgemässe Gruppierung die Grundlagen für die beabsichtigte Statistik zu finden, und dieselben so festzustellen, dass deren Wahrnehmung ohne complicierte Vorgänge möglich würde; wollten ferner die Bahnverwaltungen die Wichtigkeit der Beobachtungen auf einheitlicher Basis erkennen, so dürfte die Erreichung des Zieles kaum zweifelhaft und schon in absehbarer Zeit Resultate zu erwarten sein, welche sowohl in betriebstechnischer wie auch in wirtschaftlicher Beziehung eine Überwiegung der bisher erzielten Erfolge voraussetzen ließen.

B. Schwellen.

Die Schwellen haben den Zweck, die Schienen zu unterstützen, die Befestigungsmittel aufzunehmen, und die von den Schienen aufgenommenen Einwirkungen des Betriebes auf den Unterbau zu übertragen.

Was die hölzernen Schwellen für diese ihre Aufgabe ganz besonders geeignet macht, ist vor allem ihre Massigkeit, die Zulässigkeit der tiefen Lagerung derselben in jeder Bettung, und ihre verhältnismäßig starke Reibung auf derselben, ferner ihre sogenannte Verarbeitungsfähigkeit — vermöge welcher sie Stöße und Erschütterungen durch die ihnen innewohnende Elasticität abzuschwächen und unschädlich zu machen im stande sind —, sodann die große Auflagefläche, welche sie der Druckvertheilung darbieten, schließlich ihre besondere Eignung zum Unterstopfen.

Diesen Vorzügen stehen nun allerdings einige nicht unwesentliche Schwächen entgegen, nämlich die ungenügende Haltkraft für die Befestigungsmittel und die geringe Dauerhaftigkeit.

*) Die Härte des Tyres-Materials wird in Rücksicht auf die Schienenabnützung bisher nicht entsprechend gewürdigt. Die Härte der Locomotivtyres hat im Sinne der Anmerkung zur Tabelle auf Seite 79 seinerzeit 50 *kg* per mm^2 betragen und ist mit der Zeit bis auf Max. 90 *kg* gestiegen. Dass diese Erhöhung der Härte auf die Schienenabnützung nicht ohne Einfluss bleiben kann, ist doch selbstverständlich; nichts desto weniger wird aber in allen Fällen eine Vergrößerung der Schienenabnützung fast ausschließlich in einer Verschlechterung des Schienenmaterials gesucht.

Beide diese Mängel sind in der Natur des Holzmaterials selbst begründet, doch erscheinen dieselben gegenwärtig theils durch die ausgebreitete Verwendung von Unterlagsplatten, theils durch die Fortschritte und fast allgemeine Einführung der Imprägnierung wesentlich gemildert, wenigstens insoweit, dass nicht mehr die ausschließliche Bevorzugung einer Holzart für Schwellenerzeugung — wie früher z. B. Eichenholz — erforderlich ist.

Durch rationelle Anwendung der oben angeführten Mittel können alle in großen Massen erhältlichen Holzarten mit annähernd gleichem Erfolge zur Schwellenerzeugung herangezogen werden.

Das sind also in Europa die Eiche, Buche, Lärche, Föhre und Tanne — letztere insbesondere in England und zum Theile auch in Frankreich.

Was die Haltkraft der Befestigungsmittel in den verschiedenen Holzgattungen anbelangt, so wurde darüber bereits bei Besprechung der Befestigungsmittel Näheres mitgetheilt, und bleibt nur noch Einiges über die Qualität und die hiedurch bedingte Dauerhaftigkeit der Schwellen selbst anzuführen.

1. Qualität des Schwellenmaterials.

Die Dauer des Holzes hängt von verschiedenen Umständen ab;

a) von dem anatomischen Bau der Hölzer selbst.

In dieser Beziehung werden Splintholzbäume — mit Rücksicht auf die leichte Zersetzbarkeit des Splintes — als die am wenigstens dauerhaften, Reifholzbäume als besser, und Kernholzbäume als am dauerhaftesten angesehen. Splint ist bekanntlich das jüngste, weißliche oder gelbliche Holz.

Zu Splintholzbäumen, bei welchen sich der Splint auch durch das Alter kaum merklich verändert, gehören von den zu Schwellen verwendeten Holzarten: die Buche; — zu Reifholzbäumen, bei welchen sich der Splint am lebenden Stamme mit der Zeit in ein unmerklich dunkleres, trockenes Holz verwandelt, indem der Saft aus der Mitte nach den jüngeren Ringen rückt: die Tanne; — endlich zu Kernholzbäumen, bei denen der Splint oder das Reifholz beim Wachsen in ein bedeutend dunkleres, trockenes Holz übergeht: die Eiche, Lärche, Föhre.

Diese Unterschiede in dem inneren Baue der Hölzer sind umso wichtiger, als sie auch bei der ganzen Behandlung und Verwendung des Holzes entsprechende Berücksichtigung finden müssen.

b) Weiter beeinflussen die Dauer der Hölzer jene Verhältnisse, unter denen diese gewachsen sind und gefällt wurden.

Rücksichtlich der ersteren kann im allgemeinen angenommen werden, dass je kräftiger, mineralreicher der Boden ist, welchem die Hölzer entstammen, diese desto massiger, specifisch schwerer und dauerhafter sind.

Was die Verhältnisse des Fällens anlangt, so wäre hierüber Nachstehendes zu bemerken:

In den Tiefländern und Mittelgebirgen wird das Holz gewöhnlich im Winter, in den hohen Gebirgen mit langen schneereichen Wintern dagegen im Sommer gefällt.

Das im Sommer gefällte Holz kann zwar bei der größeren Wärme, dem relativ geringeren Feuchtigkeitsgehalte der Luft ziemlich schnell trocknen; da es sich aber bei den Schwellen nicht nur um ein möglichst ausgetrocknetes, sondern auch um möglichst saftfreies Holz handelt, so sprechen die Erfahrungen für die Winterfällung. Es gilt dies ganz besonders für Laubhölzer (Eiche und Buche.)

Um bei diesen Hölzern die Dauerhaftigfeit zu erhöhen, empfiehlt sich bei deren Fällung folgender Vorgang:

Die Hölzer sind im Winter — am besten im December — zu fällen und an Stellen, welche der Sonne zugängig sind, frei liegen zu lassen. Im nächsten Frühjahre werden dieselben vermöge der in den gefällten Stämmen noch vorhandenen Säfte und der Reservestoffe grünes Laub treiben, und zwar soweit, als diese Stoffe reichen.

Nach vollständiger Aufzehrung dieser Stoffe hört der Laubvegetationsprocess sofort auf, nachdem kein weiterer Säftenachschub stattfinden kann; dies wird im Juni oder Juli der Fall sein, die Blätter welken ab und dann ist die Zeit gekommen, wo der Baum weiter verarbeitet werden kann.

Im Grunde genommen geschieht genau dasselbe, wenn die zur Fällung bestimmten Stämme vorher „geringelt“ werden, d. i.: wenn jeder Stamm möglichst nahe am Wurzelhalse um seine ganze Peripherie mindestens 1 *cm* tief in das Splintholz gekerbt wird.

Es wird hiebei durch die Unterbrechung des Zusammenhanges zwischen der äußeren saftführenden Schichte und dem Wurzelsystem die Lebensbedingung des Baumes aufgehoben. Dieses Ringeln, welches ebenfalls am besten im December erfolgen soll, bewirkt, dass das Abwelken des Laubes gewöhnlich einige Wochen später, als nach der ersteren Methode eintritt, der Effect ist aber derselbe.

Durch den einen, wie den anderen Vorgang wird ein rationelles Austrocknen der Stämme herbeigeführt, und verdient dieser vegetative Austrocknungsprocess, was Gleichmäßigkeit seines Fortganges, wie Gründlichkeit der Extraction aller Fäulniss befördernden Pflanzensäfte anbelangt, vor allen anderen Verfahren den Vorzug. Von demselben sind besonders bei der Buche ganz ausgezeichnete Erfolge zu erwarten.

Auch bei der Lärche empfiehlt sich das Ringeln, doch kann dieselbe ohne Nachtheil für das Holz, auch wie die Nadelhölzer behandelt werden. Dieselben sind nämlich nach der Fällung, im December, entweder sofort streifenweise oder zeitlich im Frühjahr vollständig zu entrinden, dann aber möglichst bald zu verarbeiten.

c) Schließlich ist die Dauer des Holzes durch jene Umstände beeinflusst, unter denen es verwendet wird, und ist die Verwendung desselben zu Schwellen, wie bereits an anderer Stelle hervorgehoben wurde, eine der ungünstigsten.

Dem entsprechend ist auch die Dauer der Schwellen keine bedeutende, dieselbe beträgt nach den bisherigen Erfahrungen im großen Durchschnitt:

bei Eichenschwellen	12—14	Jahre,
Lärchenschwellen	8—10	„
Föhrenschwellen	7— 8	„
Tannenschwellen (v. baltischem Rothtannenholze)	10	„
Buchenschwellen	3	„

2. Mittel zur Conservierung der Schwellen.

Die zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit der Schwellen angewendeten Verfahren laufen zumeist alle darauf hinaus, in erster Linie den Saftgehalt des Holzes zu beseitigen, oder doch zu vermindern, und sodann denselben durch fäulniswidrige Substanzen zu ersetzen.

Je besser und gründlicher dieses Verfahren gelingt, je energischer die verwendete Substanz die Zersetzung des Holzes hintanhält, und je widerstandsfähiger das so präparierte Holz gegen das Auslaugen durch atmosphärische Einflüsse ist, desto besser wird der angestrebte Zweck erreicht.

Die hauptsächlichsten Arten dieses Verfahrens — „Imprägnierungs-Methoden“ *) — sind folgende:

1. Das Aufsaugen der antiseptischen Flüssigkeit durch die Lebensthätigkeit der Bäume selbst;

2. Infiltration der lebenden, noch auf dem Stamme stehenden oder der gefällten Bäume mittelst hydraulischen Druckes;

3. Tränken des Holzes durch andauerndes Eintauchen in die antiseptische Flüssigkeit;

4. Kochen der Hölzer in derselben und

*) Vergl. E. Buresch, 1880 „Der Schutz des Holzes gegen Fäulniss und sonstiges Verderben“,

Fr. Bischoff, „Über Schwellenimprägnierung“ Österr. Eisenbahnzeitung 1879.

5. Einpressen der Flüssigkeit mittelst starken hydrostatischen oder überhaupt mechanischen Druckes, entweder in vorbereitetes (durch Dämpfen etc.), oder in nicht vorbereitetes Holz.

Das unter 1 und 2 angeführte Verfahren, von Boucherie zuerst zur Anwendung gebracht, wurde hauptsächlich in Frankreich, daselbst aber in sehr ausgedehntem Maße ausgeführt, dasselbe ergab sich besonders beim Buchenholze als sehr wirksam.

Die unter 3 angeführte Methode hat sich bei kleineren Mengen des zu conservierenden Holzes, bei welchen sich die Anschaffung complicierter Apparate nicht lohnt, als günstig erwiesen; besonders wirksam wird sie aber nur bei Anwendung der stärksten antiseptischen Mittel, — Lauge von Quecksilbersublimat etc., — wie weiter noch angegeben wird.

In der Regel wird das Holz für diese Behandlung durch Dämpfen, Kochen, Austrocknen oder Dörren vorbereitet.

Wirksamer ist das unter 4 angeführte Kochen in der antiseptischen Flüssigkeit, doch ist auch dieses Verfahren, wiewohl selbes keiner complicierten Vorbereitungen bedarf, meistens aufgegeben worden, weil es insbesondere bei Verarbeitung von größeren Holzquantitäten umständlich wird.

Die ausgedehnteste Anwendung findet dermalen die unter 5 angegebene Art der Imprägnierung.

Derselben geht immer eine Entleerung der Hölzer von Luft, und meistens auch eine Vorbereitung derselben durch Dämpfen oder Dörren voraus.

Dieses Vorgehen wurde zuerst von Bréant angewendet, von Bethell und Payen jedoch dahin abgeändert, dass dieselben das Einpressen der antiseptischen Flüssigkeit nicht durch Luftdruck, sondern durch den Druck der Flüssigkeit selbst bewirkten.

Als Imprägnierungsflüssigkeiten werden vornehmlich angewendet: Quecksilbersublimat, creosothältiges Theeröl (Creosot), Kupfervitriol und Zinkchlorid.

Das Sublimat wurde im großen zuerst durch Mc. Kyan angewendet, nach welchem dieses Verfahren auch mit „Kyanisieren“ bezeichnet wird.

Der ausgebreiteteren Verwendung dieses Mittels waren aber die für die Apparate, wie für die dabei beschäftigten Arbeiter äußerst schädlichen Wirkungen desselben, und nicht minder dessen Kostspieligkeit hinderlich, so dass das Kyanisieren zumeist durch das Creosotieren verdrängt worden ist.

Die durch Creosot erzielten Erfolge sind den vollständigsten beizuzählen.

Das Holz, namentlich weiches, wird durch diese Imprägnierung fester und widersteht der Fäulnis vollständig; auch greift so imprägniertes

Holz die mit demselben in Verbindung gebrachten Metalle nicht an und wird, selbst im Wasser verwendet, nicht leicht wieder ausgelaugt.

Kupfervitriol wurde als antiseptisches Mittel angewendet, seitdem man sich mit dem Präparieren des Holzes beschäftigt, doch sind bei dessen Verwendung einige beachtungswürdige, nachtheilige Wirkungen beobachtet worden, so insbesondere, dass das Holz beim Wiederaustrocknen in einer für Werkholz schädlichen Weise reißt, dass Eichenholz schwer zu durchdringen ist, und für spätere Bearbeitung zu hart wird.

Endlich sind besonders in Frankreich, wo fast ausschließlich Kupfervitriol verwendet wurde, nachtheilige Zersetzungen des Eisens an den Berührungsstellen, zwischen diesem und dem Holze wahrgenommen worden, wesshalb solche Auflagerflächen mit Theer angestrichen, oder verzinkte Schienenbefestigungsmittel angewendet werden mussten.

Nach den von Deutschen und Österreichischen Eisenbahn-Verwaltungen gemachten Erfahrungen hat sich Kupfervitriol als antiseptisches Mittel keineswegs wirksamer als Zinkchlorid erwiesen; da nun letzteres weit billiger und auf einfache Weise herzustellen ist, überdies auch die Aufbewahrung, beziehungsweise Versendung desselben zur Verwendungsstelle viel anstandsloser bewirkt werden kann, hat es daselbst fast durchwegs die Anwendung des Kupfervitriols verdrängt.

Zinkchlorid wurde zuerst durch William Burnett in England eingeführt, und fand aus den eben angeführten Gründen immer ausgebreitetere Verwendung, so dass es gegenwärtig als das am meisten angewendete Conservierungsmittel anzusehen ist.

Die Imprägnierung mit Zinkchlorid erfolgt in der Regel unter einem hohen Drucke von 7—8 Atmosphären, und zwar erfordert sie nach der eben verbreitetsten Methode nachstehende drei Operationen:

Dämpfen der Schwellen; Entziehung der Säfte sowie aller Feuchtigkeit aus denselben, durch Erzeugung eines luftleeren Raumes; Einpressen der conservierenden Flüssigkeit unter Anwendung eines hohen Druckes.

Als Ergebnis der bisherigen, rücksichtlich des Verwendung der verschiedenen Imprägnierungsmittel vorliegenden Erfahrungen kann im großen Ganzen angeführt werden, dass die Benützung von Zinkchlorid, Creosot im Wachsen, diejenige von Kupfervitriol dagegen in Abnahme begriffen ist, sowie dass die Imprägnierung mittelst Creosot als die beste, jene mittelst Ziukchlorid als die billigste sich erwiesen hat.

Die durch die Imprägnierung erzielten Erfolge sprechen sich in nachstehenden Durchschnittsziffern aus:

Es wurde die durchschnittliche Dauer erhöht:
bei Eichenschwellen von 12—14 Jahren auf 20 Jahre,
bei Lärchenschwellen von 8—10 Jahren auf 12—16 Jahre,

bei Föhrenschwellen von 7—8 Jahren auf 14—20 Jahre,
bei Tannenschwellen (von baltischem Tannenholze) von 10 Jahren auf 16 Jahre,
bei Buchenschwellen von 3 Jahren auf 10—15 Jahre.

Hiebei wurde an Imprägnierungsflüssigkeit verwendet pro Schwelle von 0·07 m^3 Cubikinhalt:

Bei	Eichenholz	durchschnittlich	8 *kg*	Creosot*),	7—8 *kg*	Chlorzinklauge,
„	Lärchenholz	„	24 „	„	9—12 „	„
„	Föhrenholz	„	24 „	„	18—22 „	„
„	Tannenholz	„	28 „	„	20—30 „	„
„	Buchenholz	„	32 „	„	20—30 „	„

Hier wäre schließlich noch des Einflusses zu erwähnen, welchen der Harzgehalt auf die Dauer des Holzes besitzt, und welchen Einfluss derselbe auf die Imprägnierung des Holzes ausübt.

Im allgemeinen gilt, dass das harzreiche Nadelholz dem harzarmen an Dauer überlegen ist. Dieses Verhältnis bleibt zwar auch nach der Imprägnierung, aber nur zum Theile, aufrecht. Der Harzgehalt wirkt unstreitig während der ganzen Lebensperiode des Baumes conservierend auf die Holzfasern, so dass der harzreiche alte Stamm nicht so leicht von Zersetzung durch Fäulnis ergriffen werden kann, wie der harzlose oder harzarme.

Nach der Imprägnierung ist die conservierende Wirkung des Harzes aber viel geringer anzuschlagen, denn durch das vor der Imprägnierung vorgenommene Dämpfen und Evacuieren, werden mit den Pflanzensäften auch die noch nicht oxydierten ätherischen Öle coaguliert und durch Imprägnierungsflüssigkeit ersetzt.

Es steht jedoch fest, dass die durch vollkommene Oxydation bereits zu starrer Harzsubstanz umgebildeten ätherischen Stoffe zum großen Theile im Holze zurückbleiben und dann neben den Metallsalzen gleichfalls nicht nur conservierend, sondern auch das Holzzellengewebe inniger zusammenhaltend wirken.

Dieses ist nun umso wichtiger, wenn man erwägt, dass die Dauer der verwendeten Schwellen nicht nur durch die chemische Stabilität ihrer Substanz, sondern gleichzeitig auch durch den Grad ihrer Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Abnützung und Zerstörung bedingt ist.

In letzterer Beziehung vermag die Imprägnierung nichts zu nützen. Die Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Einwirkungen ist lediglich von der Solidität des dem betreffenden Holze eigenthümlichen, anatomischen Baues und der Gesundheit der Holzfaser abhängig.

*) Creosothältiges Theeröl mit 20 bis 25% Carbolsäure.

Die mechanischen Einwirkungen des Betriebes äußern sich nun in mehrfacher Weise.

Da sind einmal die durch Pressungen und unter starkem Drucke erfolgten Reibungen des Schienenfußes auf dem Auflager hervorgebrachten Zerstörungen der durch das Dexeln ohnehin schon beschädigten oberen Fasern der Schwellen, ferner die durch das gewaltsame Eintreiben der Nägel, sowie durch öfteres Umnageln hervorgebrachte Zerstörung, bezw. Spaltung derselben; schließlich die durch wiederholtes Unterstopfen bewirkte Beschädigung der äußeren Holzfasern der Schwellen überhaupt.

3. Dienstdauer der Schwellen (mechanische und chemische Abnützung).

Nach den bisherigen Erfahrungen und Beobachtungen ergaben sich für das nothwendige Auswechseln, bezw. Erneuern der Schwellen aus allen oben angeführten Ursachen nachstehende Durchschnittsziffern:

Von den ursprünglich verlegten Schwellen wurden ausgewechselt

		nach: 3	5	10	15	Jahren
Eichen,	unimprägnierte . .	0.0	0.8	20.0	75.0	Procent
„	imprägnierte . .	0.0	0.2	15.7	46.3	„
Lärchen,	unimprägnierte . .	0.6	2.4	57.2	96.1	„
„	imprägnierte . .	0.4	3.1	25.7	60.0	„
Föhren,	unimprägnierte . .	8.3	44.0	95.0	—	„
„	imprägnierte . .	0.4	1.7	17.9	50.0	„

Rücksichtlich der Buchenschwellen liegen bisher keine genügenden Erfahrungen vor, welche zur Aufstellung von Durchschnittsziffern benützt werden könnten.

Wie viel jedoch von diesen Schwellen infolge chemischer Zersetzung und wie viel infolge mechanischer Zerstörung zur Auswechslung gelangen mussten, darüber sind leider nur sehr wenige Aufschreibungen vorhanden.

Sehr wertvoll in dieser Beziehung sind Mittheilungen über diesbezügliche Erfahrungen auf der Strecke Deutz-Siegen der ehemaligen Köln-Mindener-Eisenbahn, welche einer Publication des H. Sarrazin zu entnehmen sind.*)

Bei genannter Bahn wurden für eine Versuchsstrecke beim Auswechseln der Schwellen immer auch die veranlassenden Gründe der Auswechslung verzeichnet.

Nach diesen Aufschreibungen, welche einen Zeitraum von $2^3/_4$ Jahren umfassen, sind auf jener Strecke nur 21% der ausgewechselten Schwellen durch Fäulniss, dagegen aber 79% durch äußere Verletzungen zu Grunde gegangen, wie aus nachstehender Zusammenstellung hervorgeht:

*) Deutsche Bauzeitung 1877, 1880;
Centralblatt der Bauverwaltung 1883.

	Eichenschwellen mit Chlorzink imprägniert					Föhrenschwellen mit Chlorzink imprägniert				
	ausgewechselt infolge									
	Gesammt	Verfaulen	Zernagelung	Aufspaltung	Einfressen des Schienenfußes	Gesammt	Verfaulen	Zernagelung	Aufspaltung	Einfressen des Schienenfußes
Nach einem Zeitraume von $2^1/_2$ Jahren wurden ausgewechselt:										
a) in den Haupt-Fahrgleisen	3898	198	1189	1115	1396	2164	357	426	103	1278
b) in Bahnhof-Nebengleisen	2247	1002	557	223	465	613	332	100	43	138
Summa	6145	1200	1746	1338	1861	2777	689	526	146	1416
in % ausgedrückt:										
a) in Hauptgleisen	100	5.1	30.5	28.6	35.8	100	16.5	19.6	4.9	59
b) in Nebengleisen	100	44.5	24.8	10	20.7	100	54.1	16.3	7.1	22.1
Durchschnitt	100	25	28	19	28	100	35	18	6	41
*in % der ausgewechselten **Gesammtzahl** der Schwellen ausgedrückt:*										
a) in Hauptgleisen	63.4	3.25	19.33	18.13	22.69	77.9	12.35	15.26	3.82	45.97
b) in Nebengleisen	36.6	16.3	9.07	3.66	7.57	22.1	11.15	3.6	1.57	4.48
Summa	100	19.55	28.40	21.79	30.26	100	24.80	18.86	5.39	50.95
rund	100	20	28	22	30	100	25	19	5	51

Bei Festhaltung dieser Procentsätze auch für eine längere Dauer der Beobachtung — was zwar nicht ganz zutreffend ist, aber eine annähernde Beurtheilung immerhin zulassen dürfte — würde sich die Auswechslung der Schwellen — ausgedrückt in % der beobachteten Gesammtquantität — auf die einzelnen Ursachen nachstehend vertheilen:

a) nach 10 Jahren	17.5	4.2	5.0	3.3	5.0	18.2	6.4	3.2	1.1	7.5
b) nach 15 Jahren	60.3	12.0	16.8	13.2	18.3	46.5	11.6	8.8	2.3	23.8
c) nach 20 Jahren	85.6	17.0	24.0	19.0	25.6	100	25.0	19.0	5.0	51.0

Aus diesen Daten geht hervor, dass in den stark befahrenen Gleisen nur sehr wenige Schwellen verfaulen, während die meisten den mechanischen Einwirkungen zum Opfer fallen, und selbst in den Nebengleisen werden nicht die Hälfte der Schwellen bis zum Verfaulen ausgenützt.

Überhaupt besitzen die imprägnierten Schwellen dort, wo sie von mechanischen Einwirkungen wenig zu leiden haben, und nur dem Verfaulen anheimfallen, eine ganz ungewöhnliche Dauerhaftigkeit, so hat z. B. M. Funk seinerzeit erhoben, dass von den im Jahre 1854 auf der Strecke Rheine-Emden der ehemaligen Hannovranischen Staatsbahn verlegten imprägnierten Kieferschwellen nach 27 Jahren erst 54% ausgewechselt waren.

Die bezüglich der mechanischen Zerstörung der Schwellen gemachten Beobachtungen mussten nun naturgemäß die allgemeine Einführung der Unterlagsplatten, welche die Schwellen theilweise gegen Zerstörung zu schützen vermögen, beschleunigen.

Durch die Verwendung derselben wurde erzielt, dass die bisher gegen Eichenschwellen als minderwertig angesehenen Kieferschwellen, auch in scharfen Curven und bei starken Betriebsangriffen genügende Sicherheit gewähren, sowie dass die Schwellendauer in außerordentlicher Weise verlängert wurde.

Bei Berücksichtigung des hervorgehobenen Umstandes, dass die Schwellen häufig weit mehr durch mechanische Zerstörung als durch andere Einwirkungen zu leiden haben, muss es nun als ganz selbstverständlich erscheinen, dass Schwellen nach den dargestellten Einwirkungen des Betriebes in Gleisen mit breitfüßigen Schienen viel früher zu Grunde gehen müssen, als in Gleisen, wo sie weniger energischen Angriffen ausgesetzt sind, d. i. beim Stuhlschienen-Oberbau.

Als die bedeutendsten Momente, welche die Dauerhaftigkeit der Schwellen bei Stuhlbefestigung ganz besonders zu erhöhen vermögen, sind anzuführen:

a) Das Hinwegfallen der Dexlung, welche unbedingt als eine die Schwellendauer ungünstig beeinflussende Verletzung der Holzfaser anzusehen ist;

b) die günstigere Vertheilung des Druckes auf eine größere Auflagerfläche:

bei breitfüßigen Schienen . . . . $\frac{7000}{165} = 42.4$ *kg* pr. *cm*^{2},

„ ebensolchen mit Unterlagsplatten $\frac{7000}{266} = 26$ „ „ „

„ Stuhlschienen . . . . . $\frac{7000}{719} = 9{\cdot}7$ „ „ „

c) die geringere Inanspruchnahme der Befestigungsmittel und infolge des daraus resultierenden stabileren Verhältnisses. Schonung der Schwellen durch Hinwegfallen von Umnagelungen u. s. w.:

d) die Zulässigkeit einer tieferen Lage der Schwellen in der Bettung, wodurch dieselben der directen Einwirkung der nachtheiligen athmosphärischen Einflüsse entzogen werden.

Thatsächlich haben auch die bisherigen Erfahrungen erwiesen, dass in Hinsicht der Schwellendauer die breitfüßigen Schienen weniger vortheilhaft sind, als die mittelst Stuhl befestigten Doppelkopf-Schienen und dass bei letzteren, ohne Einbuße der Gleichwertigkeit der Oberbau-Construction, ein bei weitem minderwertiges Material für Schwellen Verwendung finden kann.

In England, — wo fast ausschließlich — und Frankreich — wo größtentheils — Doppelkopfschienen verwendet werden, gelangen die Schwellen auch zumeist nur infolge Fäulnis zur Auswechslung.

C. Befestigungsmittel.

Die Widerstandsfähigkeit der Befestigungsmittel ist bedingt, einerseits durch das Maß der auf sie übertragenen, von der Schiene direct aufgenommenen Einwirkungen des Betriebes, andererseits durch die Dimensionen und die Form der Befestigungsmittel selbst.

In welcher Art die Übertragung dieser Einwirkungen erfolgt, ist bereits an anderer Stelle des Näheren erörtert worden, so dass hier nur noch jener Momente zu erwähnen wäre, welche eine Abnützung der Befestigungsmittel, und die infolge dessen nothwendige Erneuerung derselben beeinflussen.

Schon bei Besprechung der Schienenabnützung wurde sich auf eine diesbezügliche, beachtenswerte Publication von Dr. H. Zimmermann berufen, in welcher das Verhältnis der auf den Lagerflächen zwischen Schiene und den anderen Constructionstheilen des Gleises hervorgerufenen Reibungsarbeit und der Beanspruchung der Schienen erörtert wird.

Nach der dort entwickelten Formel (Seite 86) wächst diese Reibungsarbeit, und somit auch die Abnützung der Lagerflächen mit der Abnahme des Trägheitsmomentes der Schiene und mit der Zunahme der Schienenhöhe, der Last und der Stützweite; namentlich sind die beiden letzteren Größen von Bedeutung, weil sie in dieser Formel in zweiter Potenz vorkommen.

Hieraus geht unter anderem hervor, dass bei einer Steigerung der Last, z. B. durch Einführung schwererer Betriebsmittel, es absolut nicht genügt, das Widerstandsmoment der Schiene im Verhältnisse dieser

erhöhten Beanspruchung zu vermehren, wenn gleichzeitig eine Verminderung der Steifigkeit des Gleisgestänges vermieden werden will, sondern, dass nur dann einer rasch anwachsenden Lockerung des Gefüges und Zerstörung des Gleises mit Erfolg begegnet werden kann, wenn dieses Widerstandsmoment im quadratischen Verhältnisse zur Erhöhung der Last eine Vermehrung erfährt.

Dieser Grundsatz verdient unbedingt Beachtung; und würde sonst, wenn bei Beurtheilung der Tauglichkeit eines bestimmten Oberbaues lediglich die Biegungsspannungen als Maßstab angenommen werden wollten, die auffallend rasche Zerstörung mancher Gestänge durch Einführung von Fahrzeugen mit verhältnismäßig nur wenig größeren Raddrücken, schwer verständlich sein.

Was ferner die Dimensionierung bezw. die Form der Befestigungsmittel anbelangt, so ist sie von dem Profil der Schienen abhängig.

Die Befestigung der Schienen untereinander erfolgt im allgemeinen durch zwei kräftige, an den Schienensteg angepasste Laschen, welche mit den Schienen und unter einander zumeist mittelst vier Schraubenbolzen verbunden werden.

Die Befestigung der Schienen auf den Schwellen geschieht beim Oberbau mit breitfüßigen Schienen mittelst Hakennägeln, bezw. Schraubennägeln von Schmiedeisen oder Flusseisen; beim Oberbau mit Doppelkopfschienen vermittelst gusseiserner Stühle.

Im allgemeinen ist das Bestreben vorhanden, die Befestigung der Schiene auf der Schwelle mit wenigstens drei Befestigungsmitteln zu bewirken.

Bei Besprechung der Einwirkungen der verschiedenen beim Betriebe vorkommenden Kräfte auf die Befestigungsmittel wurde dargethan, welch' hohen Kräften dieselben zu widerstehen haben, wie schwer in manchen Fällen die durch diese Einwirkungen hervorgerufenen Anfänge von Gebrechen am Gleisegefüge erkennbar sind, sowie schließlich, wie die Befestigungsmittel eigentlich nur im Zusammenhalte mit den durch die Betriebslasten bewirkten Reibungen gewissen Betriebseinwirkungen mit Erfolg widerstehen können.

Bei breitfüßigen Schienen werden durch Anwendung von Unterlagsplatten wohl diese Verhältnisse in vieler Beziehung gebessert, andererseits aber erleiden sie durch die mit dem Alter der Schwellen fortschreitende Abnahme der Haltfestigkeit wieder einige Einbuße, woraus resultiert, dass es einer unausgesetzten, strengen und gewissenhaften Überwachung und Untersuchung aller Theile des Gleises bedarf, um die erwünschte Sicherheit zu erzielen.

Günstiger sind die Verhältnisse bei Doppelkopfschienen.

Die auf die Befestigungsmittel übertragenen Einwirkungen sind hier ca. zweimal geringer als bei den breitfüßigen Schienen, dieselben sind,

wie dies auf Seite 38 dargestellt wurde, überhaupt so gering, und die ihnen entgegenwirkenden Widerstände der Befestigung (Seite 46) verhältnismäßig so groß, dass die Schwelle mit dém Stuhl auf eine lange Zeit hinaus ohne Bedenken als ein Ganzes angesehen werden kann.

Die Befestigung der Schiene im Stuhl erfolgt mittelst eines Keiles und zwar an der Außenseite der Schiene.

Dieser Keil in England „Key" (Schlüssel) genannt, wird nun von vielen Seiten als der unverlässlichste Theil und als der Hauptmangel des Stuhloberbaues dahingestellt; insbesondere mit Rücksicht darauf, weil angeblich — soferne der Keil aus Holz ausgeführt wird — die atmosphärischen Einflüsse, Änderungen seines Volumens hervorbringen, was entweder ein Sprengen der Stühle oder ein Lockerwerden und sogar Herausfallen des Keiles zu Folge haben könnte.

Wohl erscheinen solche Befürchtungen bei einem Stuhloberbau, wie derselbe bei seiner ersten Einführung in Deutschland und Österreich (1837) zur Anwendung gelangte gerechtfertigt, wird aber der gegenwärtig in Verwendung stehende, nach jeder Richtung hin verbesserte und vervollkommnete Stuhloberbau ins Auge gefasst, so findet keine von den Befürchtungen durch die tägliche Praxis ihre Bestätigung.

Dass sich die oben erwähnten Übelstände bei dem dermaligen Stuhlschienen-Gleis in keiner Weise bemerkbar machen, darüber lassen die Auskünfte der Bahnverwaltungen, welche diesen Oberbau verwenden und darüber Erfahrungen besitzen, einen Zweifel nicht aufkommen.

Das Verschwinden der bestandenen Übelstände ist wohl in der Ausbildung einer rationellen Form der Backen des Stuhles, dann in der sorgfältigeren Fabrication, sowie in dem besseren hiezu verwendeten Materiale begründet; ingleichen aber auch in der dem Keile gegebenen zweckmäßigeren Form, ferner dem hiefür gewählten geeigneten Materiale und schließlich in einer entsprechenderen Überwachung der Gleise überhaupt und der Befestigungen insbesondere.

Auch der Einwand, dass der Keil nur in England, bei dortigem gleichmäßig feuchtem Klima, den an ihn gestellten Anforderungen besser entspreche, ist nicht zutreffend, wenn man andererseits die außerordentlich wechselnden atmosphärischen Verhältnisse auf den Französischen Bahnen, welche den Stuhloberbau mit bestem Erfolge verwenden, in Betracht zieht.

Die klimatischen und meteorologischen Verhältnisse auf den einzelnen Strecken der Französischen Südbahn und der Paris-Orleans-Bahn, sind möglichst verschieden: heiße Ebenen des Südens, neblige Länderstrecken der Bretagne, Sümpfe der Sologne, bald trockene, bald feuchte, bald kalte, bald warme Klimata, wozu noch die wechselnden Höhen vom Meeresniveau bis zu den 1200 *m* hohen Übergängen in der Auvergne und dem Cantal kommen, woselbst auch noch die bis zu 25° C. in einem

Tage oft vorkommenden Temperatur-Differenzen mit den damit zusammenhängenden Änderungen im hydrometrischen Stande der Luft sich geltend machen. Alle diese Verschiedenheiten beeinflussen selbstredend das Volumen der Holzkeile, doch haben diese Änderungen nach genauen Erhebungen der betreffenden Verwaltungen, laut deren Mittheilungen niemals ernste Übelstände in der Praxis hervorgerufen.

Durch die einzige Vorsichtsmaßregel, dass ein Organ der Strecken-Arbeiterpartie morgens bei seiner Ankunft und abends nach Arbeitsschluss seine ihm zur Überwachung zugewiesene Strecke untersucht, erscheint jeder Unzukömmlichkeit vorgebeugt.

Trotz dieses beruhigenden Verhaltens der Keile wurden aber auch hier manche Verbesserungen und Anordnungen zur Verhütung einer eventuellen Lockerung der Keile ins Auge gefasst.

Im allgemeinen werden die Keile auf zweigleisigen Bahnen in der Richtung der verkehrenden Züge eingetrieben, so dass das Bestreben der longitudinalen Verschiebung der Schienen den Anschluss der Befestigung nur verstärkt.

Bei der London-North-Western-Bahn erhalten die Seitenbacken der Stühle Kerben, in welche die eingetriebenen Keile sich einpressen und die so entstandenen Wülste eine Lockerung und Verschiebung verhüten.

Bei den Französischen Staatsbahnen und der Französischen Westbahn, werden mit gutem Erfolge elastische Keile aus gebogenem Stahlblech, welche eine starke Federkraft besitzen, versuchsweise verwendet und sollen diese Keile, nach Angaben der betreffenden Verwaltungen, die Steifigkeit des Gleises in merklicher Weise vermehren.

Die Paris-Orleans-Bahn, welche auch versuchsweise Stahlkeile verwendet, bemerkt jedoch, dass nachdem die Praxis zeigt, dass man sich nicht mit der Gefahr des Lockerwerdens der Holzkeile zu beschäftigen braucht, diese Versuche mit Rücksicht auf den niedrigen Preis der Holzkeile nur ein beschränktes Interesse haben dürften.

Nach alldem erscheinen also die Befürchtungen, welche der Gebrauch des Keiles eingeflösst hat, zum mindesten sehr übertrieben und zwar umsomehr, als man bei eingehender Prüfung des zur Erzeugung von Holzkeilen zur Verfügung stehenden Holzmaterials ohne Schwierigkeiten ein solches finden kann, welches entsprechend vorbereitet und präpariert, selbst unter den extremsten atmosphärischen Verhältnissen keine wesentliche Volumenänderung erfährt; z. B. Lärche, Stieleiche, Ahorn, Eibe, Ulme, Esche, Akazie, Maulbeerbaum, Wildapfel, Weißbuche, Elzbeerbaum, Wildbirne u. a.; insbesondere, wenn sie kunstgerecht aus dem Holzstamme mit Rücksicht auf den Verwendungszweck herausgeschnitten werden.

Abgesehen von dem vorerwähnten, angeblichen Mangel der Keilbefestigung, welcher aber, thatsächlich kaum besteht, wird sonst allgemein zugegeben, dass dieser Befestigungsart viele Vortheile innewohnen, welche für die Solidität und den Bestand des Gleises von hohem Werte sind.

Ihre Bedeutung für die Widerstandsfähigkeit gegen das Umkanten der Schienen wurde bereits wiederholt hervorgehoben; in gleicher Weise die Eignung derselben, die Längsverschiebung (Wandern) der Schienen zu verhindern.

In England, wo die Stuhl-, beziehungsweise Keilbefestigung ausschließlich verwendet wird, ist das Wandern der Schienen fast unbekannt; und wenn schon ein solches überhaupt vorkommt, — was ausnahmsweise auf sehr starken Neigungen der Fall ist — so wandert das ganze Gleis, was wiederum nur den Nachweis für den durch diese Befestigung bewirkten absoluten Zusammenhang zwischen Schwelle und Schiene ergibt.

Außer diesen beiden sehr wichtigen Vortheilen der Stuhlbefestigung, ist noch hervorzuheben deren besondere Eignung für eine genaue und unverrückbare Fixierung der Schienenneigung, welche bei anderer Befestigungsart, — wo sie durch Dexlung bewirkt wird — nur in ungenügender Weise gelingen kann.

Schließlich ist noch des außerordentlichen Vortheiles der Einfachheit dieser Befestigung zu erwähnen. Dieselbe hat nicht nur für die rasche Erneuerung, beziehungsweise Auswechslung der Schienen, insbesondere bei stark frequenten Strecken einen großen Wert, indem die Auswechslung kaum die Hälfte der Zeit erfordert, als bei irgend einer anderen Befestigungsart, sondern auch für die Überwachung und Erhaltung des Gleises, indem hier lediglich dem Keil, bei anderen Befestigungsarten dagegen immer mehreren Constructionstheilen Aufmerksamkeit gewidmet werden muss, was öfters mit Schwierigkeiten verbunden ist.

In neuerer Zeit wird — wie bereits wiederholt angedeutet — versucht die angeführten Vortheile des Stuhloberbaues zum Theile auch auf Oberbauconstructionen mit breitfüßigen Schienen zu übertragen, und zwar durch specielle constructive Anordnungen, als da sind: Anwendung besonders geformter Unterlagsplatten mit vergrößerter Auflagerfläche, von Klemmplatten, Schrauben und Nägeln. Doch, wenn auch der erhoffte Erfolg sich bei Verwendung dieser neuen Constructionen einstellen sollte, — was die Erfahrungen erst zu erweisen haben werden — so ist mit diesen Anordnungen stets nur eine Vermehrung der Constructionsbestandtheile verbunden, welche alle starken Abnützungen ausgesetzt sind, wodurch die Lockerung des Gleisegefüges rasch herbeigeführt und sohin häufige Erneuerungen erforderlich werden, ohne dass darin ein für eine allgemeine Einführung sprechendes Moment aufzufinden wäre.

In vielen Fällen können sogar die bei solch complicierten Anordnungen sonst vorhanden gewesenen Vortheile aufgewogen werden; bestimmt

aber müssen sie die Überwachung und Erhaltung des Gleises ungünstig beeinflussen.

D. Das Gleis als Ganzes.

Die Widerstandsfähigkeit des Gleises als Ganzes ist bedingt durch den Widerstand, den die einzelnen Theile seiner Construction in ihrer

Durch den Betrieb hervorgerufenen Kräfte	deren Einwirkungen			Widerstände		
	Art	Größe in *kg*		Art	Größe in *kg*	
		Breitfuß	Stuhlschiene		Breitfuß	Stuhlschiene
1. Verticalkräfte 7000 *kg* bis 14000 *kg*	a) Verdrückungen der Schiene in d. Schwellen, der Schwellen in die Bettung b) Inanspruchnahme der Schienen auf Bruchfestigkeit	siehe Taf. I u. II		a) Dichte und Festigkeit des Holzmaterials, Solidität des Schotterbettes b) Festigkeit des Schienenmat. und Elasticitätsgrenze	siehe Taf. I u. II	
2. Querkräfte 4200 *kg* bis 8400 *kg*	a) Inansp. der Schiene auf Bruch. bis auf das Doppelte	wie vor		a) Festigkeit pr. cm^2 *kg* Elasticitätsgrenze	wie vor	
	b) auf seitl. Verschiebung der Schiene mit *kg*	3500	3500	b) u. c) Reibungswiderstand ohne Befestigungsmittel *kg*	3500	
	c) auf Lösung des Gleisgefüges, Umkanten der Schienen, je nach Schienenform mit *kg*	4200	2688	Bei Befe-tigung mit 3 Nägeln, Unterlagsplatten — je nach Schienenform auf Kieferschwellen *kg*	3200	6975
	bis	5460	—	bis	4200	—
	und bei Berücksichtigung d. Übertragung der Hälfte dieser Einwirkung auf die nächsten Schwellen, pro Schwelle *kg*	2100	1344	auf Eichenschwellen *kg*	5150	
	bis	2730	—	bis	6696	11160
	d) seitl. Verschiebung des ganzen Gleises:			Frische Nagelung und neue Schwellen vorausgesetzt. Mit dem Alter der Schwellen tritt eine Abnahme dieses Widerstandes ein.		
	im unbelasteten Zustande b. Einwirkung e. Seitendr. 3750 *kg* auf 60 *mm*.					
	im belasteten „ „ „ „ „ 6500 *kg* „ 1.3 *mm*.					
3. Längskräfte A. äußere Kräfte 10050 *kg* B. innere Spannungen	a) Wandern d. Schienen *kg*	10050		a) Reibung der Schiene auf der Schwelle *kg*	21800	—
				bei Unterlagsplatten	16000	—
				Beim Stuhl-Oberbau größer		
	b) Längsverschiebung des Gleises *kg*	10050		b) Reibung des Gleises am Unterbau	23525	—
				In Wirklichkeit werden diese Widerstände a), b) zufolge Erschütterung des Gleises bedeutend vermindert.		
a) zufolge festen Anziehens der Laschenbolzen 58000 *kg* b) zufolge Mangels der Dilatationslücke 134000 *kg*	seitliches Verschieben des ganzen Gleises in Krümmungen.	58000 134000		Reibungswiderstände des Gleises in Krümmungen bis zu Minimal-Radien von	ad a) *m* 205 ad b) *m* 476	*m* 165 380
	Diverse Pressungen:					
	a) zwischen Schiene und Schwelle	26	9.7	*kg* pr. cm^2		
	b) zwischen Schiene u den Befestigungsmitteln pr. cm^2 . .	1000 2250	161 322	pr. cm^2		
	c) zwischen Schiene und Lasche	400 bis 450		pr. cm^2		

Gesammtordnung der Summe der auf sie einwirkenden Einzelkräfte entgegenzusetzen vermögen.

In vorstehender Zusammenstellung erscheinen die durch den Betrieb hervorgerufenen Einzelkräfte, deren hauptsächlichsten Einwirkungen und die denselben entgegenstehenden, in der Gleisconstruction begründeten Widerstände, wie sie sich in der vorangegangenen Darstellung ergeben haben, ausgewiesen.

1. Widerstand gegen die Betriebseinwirkungen.

Der nachtheilige Einfluss der Betriebseinwirkungen äußert sich am Gleis: in der Lockerung des Gleisgefüges, in seitlichen Verschiebungen und in verticalen Verdrückungen desselben.

Durch richtige Wahl und Anordnung der Constructionstheile, sowie durch sorgfältige und rationelle Erhaltung derselben kann der nachtheilige Einfluss der vorangeführten Einwirkungen bedeutend verringert werden.

Was die Widerstandsfähigkeit des Gleises gegen die Lockerung des Gefüges anbelangt, so wurde diese bei der Behandlung der Befestigungsmittel näher besprochen. Es ergab sich hiebei, dass, je geringer die Anzahl der Constructionstheile, je kräftiger diese dimensioniert sind und je größere Berührungs-, bezw. Auflagerflächen dieselben erhalten, in desto geringerem Maße ihre Abnützung und eine Lockerung eintreten wird.

Die Widerstandsfähigkeit des Gleises gegen seitliche Verschiebung ergab sich als von seinem Gewichte (Eigengewicht nebst Beschotterung), sowie von der Bettungsart abhängig. Je größer das Gewicht des Gleises, je tiefer dieses eingebettet, je rauher, scharfkantiger die Bettung, bezw. die Unterlage der Schwellen, desto mehr wird das Gleis der seitlichen Verschiebung widerstehen: letzteres aus dem Grunde, weil die durch Erschütterungen des Gleises bedingte Verminderung der Reibung zwischen Bettung und Schwelle umso geringer wird, je scharfkantiger das Bettungsmateriale ist.

Deshalb wird auch unter Voraussetzung sonst gleicher Härte, Steinschlag — Schlägelschotter — als Bettungsmaterial dem Grubenschotter (Kies) und dieser dem Sand vorgezogen.

Was schließlich die Widerstandsfähigkeit des Gleises gegen verticale Verdrückungen betrifft, so liegt dieselbe in der geringeren Neigung des Gleises, sich unter den Einflüssen des Betriebes zu biegen, also in der Steifigkeit desselben.

Bei der Bewegung über die Durchbiegungen des Gleises gerathen die Fahrbetriebsmittel bei größeren Geschwindigkeiten in unregelmäßige

Schwankungen und bringen Stöße hervor, welche nicht nur Störungen in der Bewegung der Fahrbetriebsmittel erzeugen, sondern auch die Zerstörung des festen und rollenden Materials beschleunigen.

Je weniger sich das Gleise unter den Betriebslasten einbiegt, desto sanfter und sicherer wird dasselbe befahren.

Das Einbiegen des Gleises tritt ein, theils infolge Eindrückung der Schwelle in die Bettung, beziehungsweise der Schiene in die Schwellen, theils infolge der Einbiegung der Schiene zwischen den Stützpunkten.

Die beiden ersteren Ursachen können bei guter Anlage und Instandhaltung des Gleises auf ein solches Minimum herabgemindert werden, dass ihr Einfluss für die Durchbiegung des Gleises in der Praxis geradezu verschwindet; ausschlaggebend bleibt dann die Einbiegung der Schiene.

Die Größe derselben wurde ermittelt (Gleichung 9, Seite 25) mit:

$$\eta = 0{\cdot}0132 \frac{Pl^3}{\varepsilon T}$$

sie ist demnach hauptsächlich von dem Trägheitsmoment der Schiene und der Entfernung der Stützpunkte abhängig, und zwar ist letztere besonders von Bedeutung, weil sie im obigen Ausdrucke in 3. Potenz vorkommt.

Diesem Umstande erscheint ganz besonders bei Amerikanischen Bahnen Rechnung getragen, bei welchen die Schwellenabstände das geringste Maß erhalten. Die Schwellen sind daselbst so dicht angeordnet, dass die Schienen ihrer ganzen Länge nach zur Hälfte unterstützt und nur zur Hälfte freiliegend erscheinen.

Die sonst allgemein in Übung stehende Austheilung der Schwellen erfolgt derart, dass die Entfernung derselben nächst dem Stosse kleiner ist, als unter dem anderen Theile der Schiene; das zweckmäßigste Verhältnis für diese beiden Entfernungen wurde bereits an anderer Stelle unter Berücksichtigung einer möglichst gleichmäßigen Inanspruchnahme der Schiene mit

$$l^1 = 0{\cdot}5\ l \text{ bis } 0{\cdot}6\ l$$

angegeben.

Bei Feststellung der größten Entfernung der Stützpunkte muss auf die Abnützung des Schienenprofils entsprechend Bedacht genommen werden.

Selbstverständlich wird dann bei einer solchen Anordnung die Steifigkeit des Gleises, welche bei der neuen Anlage in einem gewissen Übermaße vorhanden war, mit der fortschreitenden Schienenabnützung abnehmen. Dem zu begegnen wurde von Jul. Michel*) empfohlen, mi-

*) Revue des chemins de fer 1885.

der Zunahme des Alters der Schienen die Schwellen zu vermehren, und dadurch, trotz der zufolge der Schienenabnützung eintretenden allmählichen Abnahme der Tragfähigkeit der Schienen, eine möglichst gleichmäßige Beanspruchung während ihrer ganzen Dienstdauer zu erzielen.

Solche Schwellenvermehrungen sollten selbstverständlich nur in längeren Zwischenräumen, vielleicht gelegentlich größerer Schwellenauswechslungen zur Durchführung gelangen.

Diese Idee hat jedoch keine große Verbreitung gefunden; dagegen wurde bei Einführung verschiedener Verbesserungen am Oberbau in neuerer Zeit mehrfach die Anordnung getroffen, dass bei Festhaltung einer Oberbauconstruction die Zahl der Schwellen für eine Schienenlänge, je nach der Bahnanlage, beziehungsweise nach Maßgabe der aus derselben resultierenden Inanspruchnahme des Gleises geändert wird.

So werden z. B. auf der Französischen Westbahn zur Unterstützung der daselbst eingeführten Schiene von 12 *m* Länge unter normalen Streckenverhältnissen 15 Stück Schwellen, auf besonders beanspruchten Strecken aber 18 Stück Schwellen verwendet.

Ähnliche Anordnungen kommen auch noch bei anderen Französischen Bahnen, bei der Gotthard-Bahn [illegible]

Durch diese Maßregel wird [illegible] weise Steifigkeit [illegible] zweckmäßiger Weise [illegible] bracht.

Nach M[illegible] in nachstehender [illegible]

Die Einbiegung [illegible]

[illegible]

Beim [illegible]

kommt nur [illegible]

durch den [illegible]

ersetzt wird [illegible]

Nun ist [illegible]

die totale Ein[illegible]

gebogenen [illegible]

Dieser [illegible]

[illegible]

Hieraus ergibt sich das die Steifigkeit der Schiene beeinflussende Moment mit $\frac{p\,h^2}{l^2}$ oder bei Schienen von gleichen Höhen mit $\frac{p}{l^2}$.

Im Sinne vorstehender Erörterung fand Mussy bei Vergleich der auf der Französischen Nordbahn in Gebrauch stehenden Gleise mit Schienen von 30 *kg* und von 45 *kg* per *m*, welche bei gleicher Maximal-Schwellenentfernung von 0·85 *m* dort angewendet werden, für das ältere System von 30 *kg* Schienengewicht, eine Steifigkeit von $\frac{30}{0{\cdot}85^2} = 42$ Einheiten, für das neuere System von 45 *kg* Schienengewicht eine Steifigkeit von $\frac{45}{0{\cdot}85^2} = 60$ Einheiten, demnach eine Verbesserung von circa 43 %.

Diese Art der Vergleichung ist selbstverständlich nur für Gleiseanordnungen zulässig, bei welchen keine principiellen Constructions-Verschiedenheiten vorkommen; sie ist einfach, ergibt praktisch brauchbare Resultate, und entbehrt nicht ganz der theoretischen Grundlage.

Alle bisher angeführten, bei einem befahrenen Gleise vorkommenden Erscheinungen sind unmittelbare Folgen von Einwirkungen einzelner, durch die Betriebslasten hervorgerufener Kräfte, sie können auch ziemlich als die Maxima dieser Einwirkungen angesehen werden.

In der Praxis kommen aber derartige Einwirkungen einzelner Kräfte nur in den seltensten Fällen vor, in der Hauptsache werden diese Einwirkungen wesentlich dadurch modificiert, dass verschiedene Kräfteäußerungen gleichzeitig oder in rascher Aufeinanderfolge auf eine und dieselbe Stelle des Gleises zur Wirkung gelangen.

2. Praktische Versuche zur Bestimmung der Betriebseinwirkungen.

Um über solche, aus combinierten Kräfteäußerungen herstammende Einwirkungen ein richtiges Bild zu erhalten — was eigentlich für die Gewinnung eines Urtheiles über den Wert einer Oberbau-Construction maßgebend ist — müssen die Beobachtungen unmittelbar während des Befahrens des Gleises vorgenommen, und hiebei diejenigen Maximalwerte von Verdrückungen, Senkungen und Verschiebungen erhoben werden, welche die darüber rollenden Züge hervorbringen.

Die Nothwendigkeit und Wichtigkeit solcher Erhebungen wurde schon in der ersten Zeit der Benützung der Gleise für schnellfahrende Züge anerkannt, doch sind dieselben stets mit sehr großen, zuweilen anscheinend unüberwindlichen Schwierigkeiten verbunden gewesen.

Als älteste derartige Erhebungen sind zu erwähnen jene im Auftrage der London-Birmingham-Bahn im Jahre 1835 von Peter Barlow vorgenommenen.

Barlow hat Versuche über durch schnellfahrende Lasten an den Schienen entstehende Pressungen, sowie über verticale Biegungen von Schienen, dann auch über seitliche Biegungen derselben ausgeführt. Die Untersuchungen wurden bei einem auf Steinwürfeln ruhenden Gleise vorgenommen, und ist hiezu ein Apparat verwendet worden, welcher die an der Schiene als Folge des Darüberrollens der Fahrzeuge entstandenen Bewegungen durch Hebelübertragung bezeichnete.

Weitere Beobachtungen, insbesondere betreffs der Tragfähigkeit der Schienen wurden im Jahre 1851 durch Theodor Weißhaupt angestellt, wobei jedoch das Gleise der Inanspruchnahme durch einen darüber fahrenden Zug nicht ausgesetzt war. Weißhaupt bediente sich dabei zur Ausübung der Belastung eines stabilen Hebeldruckapparates, während die Messungen theils mit Fühlhebeln, theils mit Nonien-Maßstäben vorgenommen wurden.

Derselben Apparate bediente sich auch Malberg bei seinen 1857 vorgenommenen Versuchen.

M. M. v. Weber setzte die Untersuchungen fort. Die zur Messung der Biegungen und Verschiebungen verwendeten Apparate ließen noch Ablesungen bis auf 0·001 Zoll gut wahrnehmen. Der Seitendruck wurde mittelst eines Hebels erzeugt, der mit seinem Ende den Schienenkopf klammerartig umfasste. Die Erhebungen Weber's sind insbesondere dadurch von großem Werte, weil sie sich nicht auf die Schienen allein, sondern auf das ganze Gleis und sein Gefüge beziehen.

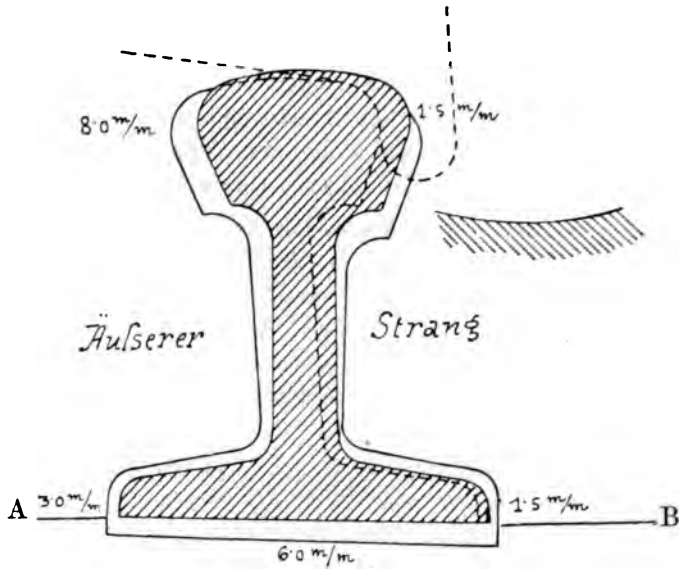
Sowohl Barlow wie Weber haben infolge ihrer Untersuchungen schon die Bedeutsamkeit der momentanen Verdrückungen der Schienen im Gleise erkannt, und Letzterem ist es insbesondere gelungen durch eine ingeniöse, einfache Vorrichtung die Maxima dieser momentanen Verdrückungen, auch wenn selbe nach Aufhörung der Einwirkung zum Theil oder ganz wieder zurückgegangen sind, festzuhalten.

Er bediente sich hiezu einer unabhängig von dem Gleise befestigten Bleiplatte, welche auf die Schienen so aufgesteckt wurde, dass die in der Platte befindliche Öffnung das Profil der Schiene genau umfasste. Zufolge der durch den Betrieb hervorgerufenen Bewegungen der Schienen wurde dann in der weichen Bleiplatte ein freier Raum herausgearbeitet, welcher das Diagramm der Bewegungen lieferte.

Die bei einem Befahren des Gleises von ca. 30 *kg* pro *m* schweren Schienen mit Maschinen von 27·5 Tonnen Gewicht und 5·5 Tonnen Raddruck erhobenen Maximal-Verdrückungen sind in Fig. 15 dargestellt und ist daraus zu entnehmen, dass dieselben keineswegs so gering sind.

In neuerer Zeit unternahm M. Couard, an Gleisen der Paris-Lyon-Mittelmeer-Bahn ebenfalls Beobachtungen, um die Bewe-

Fig. 15.



(Bogen von 283·19 *m* Radius, Steigung 1 : 100, Gesammterweiterung beim Passieren des Zuges 14 *mm*.)

gungen der Schienen und Schwellen unter den Einwirkungen des Betriebes festzustellen. *)

Er bediente sich dazu der Apparate von M. Marey & Frank vom Collège de France, welche zur graphischen Darstellung der Herzschläge, der Flügelbewegung eines Vogels u. s. w. benützt werden.

Als Versuchsfeld wurde eine besonders beanspruchte Strecke in der Nähe von Brunoy gewählt, und war das beobachtete Gleise 15 *m* lang, u. z. eine Schienenlänge von 5 und eine von 10 *m*; das Schienengewicht betrug 39 *kg* per *m*, die Schwellenzahl 7, beziehungsweise 12.

Die verticalen Schwankungen des Gleises wurden an der äußeren Seite der Schiene auf dem Banquette und zwischen den Schienensträngen beobachtet.

Diese Versuche ergaben, dass selbst bei schweren Schienen von 39 *kg* pro *m* und einer Fußbreite von 130 *mm* das Gleis nicht vollständig steif ist.

Die Schienen und Schwellen befinden sich unter dem Einflusse der Einwirkungen der Züge in beständiger, merkbarer und messbarer Bewegung, was ungeachtet aller Sorgfalt bei der Erhaltung ihrer richtigen Lage zu Änderungen am Gleise führt.

Ähnliche Untersuchungen, wenn auch mit weniger vollkommenen Apparaten sind auch in Belgien durchgeführt worden.**)

*) Revue générale des chemins de fer 1887—1888.

**) Revue générale des chemins de fer 1887.

Es wurde hier das Verhalten der Schiene der Belgischen Staatsbahnen von 38 *kg* per *m* und 6 *m* Länge mit einer schweren Versuchsschiene von 50 *kg* per *m* und 8 *m* Länge verglichen.

Auf einem drehbaren Cylinder, über welchen ein Papierstreifen ging, wurden die Bewegungen der Schiene oder der Schwelle mittelst eines Hebels übertragen und gezeichnet. Die Oscillationen der Curve stellten dann die Senkungen des Gleises oder bloß die Vibrationen der Schiene vor. Die erhaltenen Diagramme zeigten, dass die Einbiegung der Schienen gegenüber der totalen Einsenkung des Gleises relativ nur gering war, und dass das Gleis erst nach Passierung des ganzen Zuges in seine frühere Lage zurückkehrte.

Das bei Gleisen mit Schienen von 50 *kg* Gewicht pro *m* erhaltene Diagramm weist selbstverständlich weit geringere Einsenkungen auf, als jenes bei Gleisen mit Schienen von 38 *kg*. — Die Einbiegung der Schiene von 50 *kg* war nahezu Null.

Außer diesen Beobachtungen sind noch die eingehenden und umfangreichen Versuche und Erhebungen zu erwähnen, welche seit einer Reihe von Jahren in Deutschland auf den Deutschen Reichsbahnen zur Durchführung gelangten. Diese Versuche bezogen sich hauptsächlich darauf, die Tragfähigkeit der Schienen, den Einfluss der Bettung, das Verhalten des Gleises u. s. w. festzustellen.

In neuester Zeit haben diese Versuche in Deutschland ihre Fortsetzung gefunden, und zwar mittelst eines von Harmann in Osnabrück construierten Apparates. Dieser Apparat hat einige Ähnlichkeit mit den zu gleichen Zwecken in Belgien verwendeten. Derselbe ist zwar wesentlich vervollkommneter und erfolgt insbesondere die Übertragung der Bewegungen des Gleises auf den Mechanismus des Apparates in besserer Weise; doch ist auch dieser Apparat noch immer nicht genügend verlässlich, und wie die neuesten Erfahrungen zeigen, auch nicht derart widerstandsfähig, dass er durch die Einwirkungen des Betriebes nicht Schaden leiden würde, was sodann die Richtigkeit der erhaltenen Diagramme ungünstig beeinflusst.

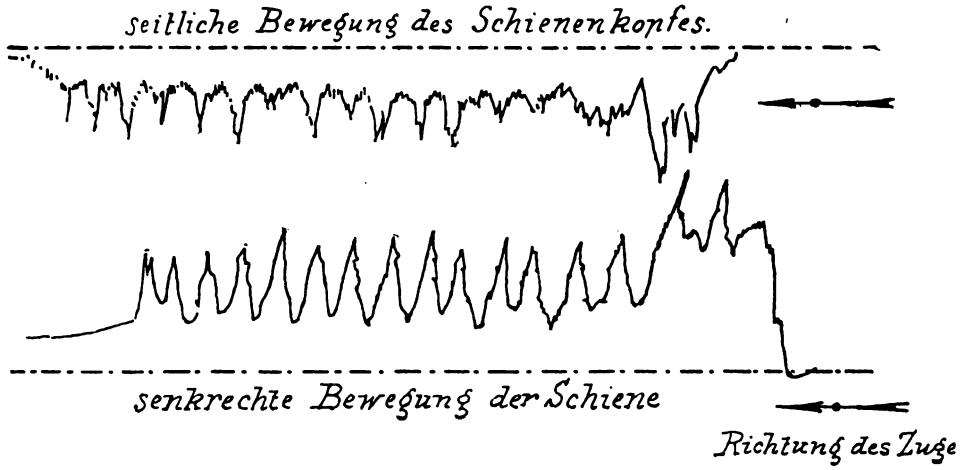
Gegenwärtig werden auch auf den Österreichischen Staatsbahnen solche Versuche mittelst des Harmann'schen Apparates angestellt.

Allein weder in Deutschland noch in Österreich sind diese Erhebungen so weit gediehen, dass welche Schlussfolgerungen daraus gezogen werden könnten.

In nachfolgender Fig. 16 erscheinen die Diagramme dargestellt, wie sie von dem letzt angeführten, am äußeren Schienenstrang angebrachten Apparate directe verzeichnet wurden, und zwar beim Befahren eines Oberbaues von 35·4 *kg* per *m* schweren Schienen und 82 *cm* Schwellenentfernung, mit einer Geschwindigkeit von circa 50 *km*. Die Figur zeigt oben die seitliche Bewegung des Schienenkopfes, an der

mittleren Linie die senkrechte Bewegung der Schiene und an der unteren Linie die seitliche Bewegung des Schienenfußes in zehnfacher Vergrößerung.

Fig. 16.



(Äußerer Schienenstrang im Bogen. — Schiene 10 *m* lang, 35·4 *kg* per lfd. Meter. Schwellenentfernung 82 *cm*. — Befahren von einem Personenzuge.) — Darstellung in 10-facher Vergrößerung.

Alle diese Versuche und Experimente bestätigen sowohl die Nothwendigkeit solcher Erhebungen, wie auch die Schwierigkeiten, welche sich bei der Durchführung derselben darbieten.

Letztere liegen hauptsächlich darin, weil es überhaupt schwer fällt, in dem Momente der Einwirkung, also im Momente des Darüberrollens des Zuges, Lagenveränderungen der Schienen genau zu beobachten, noch schwieriger aber, bestimmte und verlässliche Maße dieser Veränderungen zu gewinnen, und zwar aus nachstehenden Gründen:

Erstens, weil — wie bereits erwähnt — die Einwirkungen der schnell bewegten Fuhrwerke auf das Gleis, Schlägen und Stößen gleichen und daher die Vorrichtungen, welche zur Messung der Bewegungen angewendet werden, keine einfachen Pressungen erleiden, die sie angemessen zu indicieren vermöchten, sondern grellen, heftigen Stößen ausgesetzt sind, denen die Organe der Messapparate vermöge ihrer Trägheit entweder

nicht genau folgen können, oder die sie über das zugehörige Maß hinausschleudern. Ferner, weil die zu beobachtenden Bewegungen compliciert sind und stets nach mehreren Richtungen hinausgehen, es aber fast unmöglich ist Apparate, welche alle diese verschiedenen Bewegungen gleichzeitig registrieren würden, an einer und derselben Stelle des Gleises in Function zu bringen. Schließlich wird es, wenn auch nach Überwindung der bisher dargestellten Schwierigkeiten einzelne Beobachtungsresultate zu erlangen wären, selten gelingen, die Maximalwerte der Gleisbewegung — und auf solche kommt es ja eigentlich an — an einer bestimmten Stelle festzustellen, weil es nicht möglich ist, das Maximum einer Betriebseinwirkung beliebig auf diese bestimmte Gleisstelle im Augenblicke der Beobachtung hervorzubringen.

Was die Wichtigkeit derartiger Beobachtungen anbelangt, so war man sich seit der ersten Benützung der Gleise darüber klar, dass es eine große Anzahl Erscheinungen beim Bahnbetriebe gibt, welche in ihren Ursachen und in ihren Wirkungen nur durch solche Beobachtungen ergründet werden können, und zwar hauptsächlich darum, weil viele solcher Erscheinungen auf ein gleichzeitiges Zusammenwirken mehrerer einfachen Einwirkungen zurückzuführen sind.

Es sei hier z. B. nur der Einflüsse der Längskräfte, der Hebung des Gleises, noch bevor die directen Einwirkungen der darüberrollenden Fahrzeuge eintreten, erwähnt, ebenso des Ineinandergreifens der verschiedenen, rasch aufeinander folgenden, durch Unregelmäßigkeiten der Bewegung, dann der Geschwindigkeit, sowie des Anziehens der Bremsen u. s. w. beeinflussten Einwirkungen einzelner Fahrzeuge, beziehungsweise deren Räder, schließlich der unvermeidlichen Fortpflanzung gewisser Einwirkungen im Gleise, infolge des Zusammenhanges des Gestänges, und zwar sowohl in der Richtung der Fahrt, wie im entgegengesetzten Sinne.

In allen diesen und noch sonstigen ähnlichen Fällen werden dann die directen Einwirkungen auf das Gleis bestimmt andere Erscheinungen hervorrufen, als wenn sich das Gleis in einem normalen, unbeeinflussten Zustande befunden hätte, und können solche Erscheinungen nur auf dem Wege der Beobachtung aufgeklärt werden.

Wird aber berücksichtigt, wie viele derartige Erscheinungen noch ihrer näheren Aufklärung harren, so erhellt daraus, wie nothwendig es ist, die begonnenen Untersuchungen und Beobachtungen fortzusetzen.

Dieselben müssen aber, wenn sie zum erwünschten Ziele führen und Schlussfolgerungen zulassen sollen, wiederum in sehr großer Anzahl vorhanden sein, und wie erst nicht gesagt zu werden braucht, sachgemäß, gründlich und gewissenhaft durchgeführt werden.

Mit der größeren Zahl solcher, rationell angestellter Versuche wird die richtige Erkenntnis der hierbei maßgebenden Vorgänge und

Erscheinungen zunehmen und zu Constructionen führen, welche allen Anforderungen des Betriebes entsprechen. Bis dahin wird es sich aber empfehlen, den theoretischen Grundsätzen allein zu folgen und die etwa erforderliche größere Sicherheit durch stärkere Dimensionierung, als solche die Theorie für sich allein ergibt, zu erreichen zu trachten.

Auch für den Vergleich verschiedener Oberbausysteme ist das Vertrautsein mit allen den bisher angeführten Erscheinungen erwünscht, doch genügen für diesen Fall die theoretischen Untersuchungen an sich, indem durch dieselben die Maximaleinwirkungen der einzelnen Kräfte bestimmt werden können.

3. Schlussfolgerungen.

Werden nun in diesem Sinne die Ergebnisse der in den vorangegangenen Darstellungen gemachten theoretischen Betrachtungen zusammengefasst, so ergeben sich abermals viele zu Gunsten des Stuhloberbaues sprechende Momente, und zwar:

a) Die außerordentliche Widerstandsfähigkeit dieser Art des Oberbaues gegen jede Lockerung des Gefüges. Dieselbe ist begründet in der großen Einfachheit der Construction, der geringen Zahl ihrer Bestandtheile und in den großen Auflagsflächen, welche eine günstigere Vertheilung der vorkommenden Pressungen zulassen; infolge dessen geringe Abnützung und längere Dienstdauer der einzelnen Constructionstheile, sowie der ganzen Construction ohne große Erhaltungskosten.

b) Die besondere Widerstandsfähigkeit gegen seitliche Verschiebungen, sowohl der Schiene, wie des ganzen Gleises. Diese ist begründet in der kräftigen gegen das Verschieben, wie das Umkanten der Schiene besonders wirksamen Befestigung derselben auf der Schwelle, sowie in der Möglichkeit, den ganzen Oberbau in das Schotterbett tiefer einzulagern.

c) Die größere Widerstandsfähigkeit gegen verticale Verdrückungen; begründet in den größeren Auflagerflächen der Stühle auf den Schwellen.

d) Schließlich die besondere Eignung dieses Oberbaues, das durch Längskräfte bewirkte Wandern der Schienen auf ein Minimum einzuschränken.

Die seinerzeit von Weißhaupt behauptete Thatsache, dass die Tragfähigkeit der Doppelkopfschiene gegen jene der breitfüßigen Schiene zurückstehe — was sich allenfalls auf einen Vergleich von Schienen mit gleich großen Querschnittsflächen oder gleich großen Einheitsgewichten beziehen könnte — hat bei dem gegenwärtigen fortgeschrit-

tenen Stande der Oberbauausführung vollkommen an Bedeutung eingebüßt, weil sich die etwa infolge kleineren Trägheitsmomentes ergebende geringere Tragfähigkeit der Doppelkopfschiene in überwiegendem Maße dadurch paralysiert, dass dieselbe mit Rücksicht auf ihre für die Walzung günstigere Querschnittsform, — wie bereits erwähnt worden ist — um circa 20% härter erzeugt werden kann als die breitfüßige Schiene, was eine gleich große Erhöhung der Widerstandsfähigkeit zur Folge hat.

Es wird sonach der erwähnten älteren Behauptung Weißhaupt's, dass die Tragfähigkeit der Doppelkopfschiene eine geringere sei, mit vollem Rechte die aus jüngster Zeit stammende Anschauung Sandberg's entgegengestellt werden können, auf Grund welcher dieser, um eine breitfüßige Schiene zu erhalten, die mit einer 40 *kg* schweren Doppelkopf-Schiene, in Rücksicht der Tragfähigkeit gleichwertig werden sollte, die Goliath-Schiene construierte, welche nach seiner Berechnung 49.$_{63}$ *kg* per Meter (100 ℔ pro Yard), in der Wirklichkeit aber 52.$_{7}$ *kg* per Meter schwer wurde.

Es lassen demnach alle aus den dargelegten theoretischen Erwägungen hervorgegangenen, für die Stabilität des Gleises maßgebenden Momente kaum einen Zweifel zu, dass dem Stuhloberbau, insbesondere auch in Bezug auf sein Verhalten gegenüber dessen Inanspruchnahme, der Vorrang vor den sonst üblichen Oberbausystemen einzuräumen sei.

Wenn weiter berücksichtiget wird, dass die vielfach geschilderte unzuverlässliche Functionierung der Keilbefestigung in der Praxis thatsächlich nicht vorkommt, dass sowohl Herstellung wie Erhaltung des Stuhlgleises bei seiner verhältnismäßig großen Einfachheit leichter ist als bei einem jeden anders construierten stärkeren Gleise, schließlich dass dieser Oberbau in England, wo derselbe am verbreitetsten ist, trotz der notorisch geringeren Sorgfalt bezüglich der Erhaltung, Anforderungen entspricht, welche in diesem Maße an den auf dem Continente vorherrschenden Oberbau mit breitfüßigen Schienen bisher noch nicht gestellt werden konnten, so dürfte damit auch durch die Praxis die Superiorität des Stuhlschienen-Oberbaues dargethan sein. Freilich darf bei solchen Betrachtungen über den Vergleich des Stuhloberbaues mit anderen Constructionen nicht etwa der Stuhloberbau vom Jahre 1837 im Auge gehalten werden, vielmehr müssen, um gerecht vorzugehen, die Oberbausysteme der Gegenwart, demnach der Stuhloberbau mit seiner verbesserten Stuhlconstruction und der breitfüßige Oberbau mit seinen complicierten Befestigungsanordnungen (eigenartigen Unterlagsplatten, Klemmplatten, Beilagen, Schrauben und Bolzen) nebeneinandergestellt und alsdann beurtheilt werden.

III. Abschnitt.

Bestrebungen zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit des Gleises.

A. Ursachen derselben.

Die Fortschritte in der Gestaltung des Gleises fanden naturgemäß im Verhältnis der Entwicklung des Eisenbahnverkehrs statt. Anfangs war der letztere schwach, stieg jedoch alsbald in solchem Maße, dass hiedurch die Anschauungen der damaligen Zeitgenossen weit übertroffen wurden. Die Verkehrssteigerung nahm, — von einzelnen durch Conjuncturen hervorgerufenen Perioden abgesehen — so zu sagen ununterbrochen zu, und ist deren Abschlus, trotz ihrer ungeahnt enormen Höhe auch in der Gegenwart nicht vorauszusehen. Eine natürliche Folge davon war, dass das ganze Eisenbahnwesen mit allen seinen Einrichtungen und daher auch das Gleise vielfache und wesentliche Änderungen erfahren musste, sollte dasselbe den bestehenden Anforderungen entsprechen.

Allein nicht nur die größere Verkehrsintensität, sondern auch die mit derselben Schritt haltende Verwendung kräftigerer, und sohin dem Gewichte nach schwererer Motoren, ferner die größere Belastung auf den Wagen-Räderpaaren, insbesondere aber die große Zunahme der Geschwindigkeit, welche den Zügen gegeben wurde, bildeten jene Factoren, welchen in Bezug der Oberbauconstruction volle Berücksichtigung zugewendet werden musste.

Die Pioniere der in Rede stehenden modernen Verkehrsinstitution mögen immerhin nur selten von dem Aufschwunge geträumt haben, welchen dieselbe in der Gegenwart erhielt; jene jedoch, welche die Erfahrungen der Jetztzeit haben an sich vorübergehen sehen, dürften kaum der Meinung Raum geben können, dass der Zukunft bloß die Besorgung von Geringfügigkeiten bevorstehe.

Darum ist es aber nöthig, dem Werden und Wachsen der, die Leistungen der Eisenbahnen wiederspiegelnden Factoren Beachtung zu schenken, und werden im Nachstehenden den eben berührten Verhältnissen einige Worte gewidmet.

1. Verkehrsintensität.

Was die Zunahme der Verkehrsintensität anlangt, so kann hierüber aus nachfolgender Tabelle ein Überblick gewonnen werden.

	Bahnlänge in *km*	Personenverkehr				Güterverkehr				Zahl der Locomotiven
		im Ganzen		entfällt auf den Bahn-*km*		im Ganzen		entfällt auf den Bahn-*km*		
		Anzahl	Totale Zunahme %	Anzahl	Totale Zunahme %	Tonnen	Totale Zunahme %	Tonnen	Totale Zunahme %	
I. Entwicklung des Bahnnetzes der Erde.										
Bis Ende 1860	117242	somit Zunahme in		%						
1865	144336	—	—	um 23	23					
1870	208930	—	—	„ 44	78					
1875	296299	—	—	„ 41	152					
1880	367235	—	—	„ 24	213					
1885	487084	—	—	„ 32	315					
1888	571771	—	—	„ 18	387					
II. Der Verein Deutscher Eisenbahn-Verwaltungen inclus. Oesterreich-Ungarn umfasste im Jahre:*)										
1860	15840	59,500.560	.	3806	.	30,805.992	.	1944	.	3847
1865	20389	93,324.874	56·8	4577	20·3	59,605.339	93·5	2923	50·4	5008
1870	30313	144,478,972	142·8	4766	25·2	98,116.187	218·5	3236	66·5	7732
1875	47782	262,790.808	341·7	5489	44·5	169,876.438	451·4	3555	82·9	14001
1880	56614	274,434.171	361·2	4950	30·1	223,368.319	625·1	4029	107·3	15467
1885	64391	366,105.998	515·3	5754	51·2	233,607.516	658·3	3671	88·8	18207
1888	70371	435,995.411	632·8	6272	64·8	296,707.294	863·1	4268	119·5	19177
III. England. (Vereinigtes Königreich) im Jahre:)**										
1858	15314	139,193.699	.	9089	.	73,124.296	.	4775	.	5445
1871	24677	375,409.146	169·7	15213	67·4	169,364.698	131.6	6863·3	43 7	10490
1876	27077	534,888.496	284·3	19754	117·3	205,965.064	181·7	7606·6	59·3	12505
1881	29171	626,573.000	350·1	21479	136·3	247,045.009	237·8	8469	77·4	13727
1886	31027	726,689.056	422·1	23421	157·7	254,609.458	248·2	8206·1	72·0	15400
1889	32095	776,454.285	457'8	24192	166·2	297,494.513	306 8	9269·2	94·1	15924

*) Zusammengestellt nach den Daten der „Statistik des Vereines Deutscher Eisenbahn-Verwaltungen".

**) Siehe Zeitschrift des „Vereines Deutscher Eisenbahn-Verwaltungen" vom Jahre 1890, Nr. 94, 95 und 96. Bemerkungen zur englischen Eisenbahn-Statistik von Regierungs-Baumeister Kemmann.

Diese Tabelle zeigt vor allem die aus dem Verkehrsbedürfnisse sich ergebende Entwicklung des Eisenbahnnetzes, ferner die Entwicklung des Personen- und Güterverkehres auf den Bahnen des Vereins Deutscher Eisenbahn-Verwaltungen in den Jahren 1860 bis 1888, weiters die gleichbedeutenden Daten für die Eisenbahnen in England in dem nahezu gleichen Zeitraume 1858—1889.

Aus diesen Daten geht hervor, welche große Steigerung der Eisenbahn-Verkehr in dem verzeichneten, die letzten 30 Jahre umfassenden Zeitraume erfahren hat. Der auf einen Bahnkilometer entfallende Personenverkehr ist bei den Vereinsbahnen um 64·8%, bei den Englischen Bahnen sogar um 166·2%, der Güterverkehr um 119·5%, beziehungsweise 94·1% gestiegen.

In gleicher Weise haben sich aber auch die an die Motoren gestellten Anforderungen in diesem Zeitraume bedeutend vermehrt, was insbesondere aus dem Umstande hervorgeht, dass bei den Vereinsbahnen einer Zunahme des Gesammt-Personenverkehres um . . . . 632·8%
und des Güterverkehres um . . . . . 863·1%
eine Locomotiv-Vermehrung von nur 398% entgegensteht, bei den Englischen Bahnen einer Personenverkehrs-Zunahme von 457·8%, und einer Güterverkehrs-Zunahme von 306·8% eine Maschinen-Vermehrung von nur 192·5%.

Dass die durch diese Ziffern dargestellten Verkehrsintensitäten keineswegs ihren Höhepunkt erreicht haben, bedarf nicht erst eines Nachweises, sobald eine fortschreitende Entwicklung des Handels und der Industrie, für welche die Eisenbahnen die Hauptvermittler bilden, vorausgesetzt werden muss.

2. Geschwindigkeit.

Als die Eisenbahn von Liverpool nach Manchester (1829) errichtet werden sollte, verpflichtete sich Stephenson den Directoren dieser Bahn gegenüber eine Geschwindigkeit von 10 Meilen (16 *km*) zu erreichen, welche Geschwindigkeit auch den Bedingungen für den Wettbewerb von Rainhill zu Grunde gelegt wurde.

Gegenwärtig sind die größten bekannten Fahrgeschwindigkeiten, wie weiter noch dargelegt wird, bis auf das achtfache gestiegen, ohne dass behauptet werden könnte, man befinde sich damit an der Grenze des Möglichen.

Bei den Bahnen in einzelnen Ländern sind die diesbezüglich bisher erzielten Resultate sehr verschieden. Vielfach sind sie durch gesetzliche Bestimmungen geregelt, anderwärts erscheinen sie aber lediglich als das Ergebnis freier Concurrenz.

So bestimmt in Deutschland das Bahnpolizei-Reglement (§. 26) für horizontale, sowie für Strecken mit Neigungen bis 1 : 200 einschließlich, und Krümmungen von nicht weniger als 1000 *m* Halbmesser als größte zulässige Geschwindigkeit 75 *km*, welche aber unter besonders günstigen Verhältnissen bis auf 90 *km* gesteigert werden kann; doch bedarf eine solche Erhöhung der ausdrücklichen Genehmigung der Aufsichtsbehörde.

In Österreich wurden die Bestimmungen über die Maximalgeschwindigkeit mehrfachen Änderungen unterzogen. So erscheint laut Verordnung vom 16. November 1852 die Maximalgeschwindigkeit für Personenzüge mit . . . . . 52 *km* pro Stunde,
laut Verordnung vom 26. Jänner 1862 . . . mit 75 *km*, und
laut Verordnung vom 18. October 1876 . . . mit 80 *km* festgesetzt.

Die „Grundzüge der Vorschriften für den Verkehrsdienst auf Eisenbahnen mit normalem Betrieb" (giltig vom 1. October 1877) bestimmen durch den Art. 20, §. 106: „Gesetzlich darf selbst unter den günstigsten Verhältnissen die Geschwindigkeit der Personenzüge 80 *km* nie übersteigen."

In der Schweiz werden nur die Minimal-Geschwindigkeiten in der betreffenden Concession bestimmt. Thatsächlich erreicht dort die größte Geschwindigkeit die Gotthardbahn mit 75·5 *km* auf horizontalen Strecken.

In den Niederlanden sind die Maximal-Geschwindigkeiten gesetzmäßig mit 75 *km* pro Stunde bestimmt.

In Frankreich werden die Maximal-Geschwindigkeiten fallweise über Antrag der betreffenden Verwaltungen von der Regierung genehmigt. Hiernach belaufen sich die größten zugelassenen Geschwindigkeiten auf der Nord-, Ost- und der Orleans-Bahn auf rund 100—110 *km* pro Stunde.

In Amerika ist die Festsetzung der Fahrgeschwindigkeit den Gesellschaften überlassen. Auf Concurrenzlinien erreichen dieselben eine bedeutende Höhe. So werden auf der Linie New-York-Albany der Pennsylvanier Bahngesellschaft Geschwindigkeiten bis 110 *km* per Stunde constatiert.

In England werden die Geschwindigkeiten nur für Secundär-Bahnen concessionsmäßig limitiert, während auf den Hauptbahnen die Concurrenzverhältnisse bei Feststellung von Maximal-Geschwindigkeiten entscheidend sind. So wurde z. B. bei den von London nach Edinburgh führenden drei Bahnlinien ein förmlicher Wettstreit in der Erhöhung der Geschwindigkeiten hervorgerufen, und können hier selbst unter ungünstigen Steigungsverhältnissen bis 14‰ Durchschnittsgeschwindigkeiten von 87·5 *km*, streckenweise aber Geschwindigkeiten bis 130 *km* constatiert werden, was wohl überhaupt als das Maximum der bisher erreichten Leistung angesehen werden kann.

Die vorstehend angeführten Maximal-Fahrgeschwindigkeiten werden selbstverständlich nur in besonders günstigen Fällen angewendet, und geben demnach kein informatorisches Bild über die in den einzelnen Ländern bisher erreichten Resultate.

Um einem solchen Bilde näher zu kommen, dürfte sich empfehlen die durchschnittlichen Fahrgeschwindigkeiten bei schnellfahrenden Zügen, wie sie in den einzelnen Ländern vorkommen, zu berücksichtigen.

Diese Durchschnittsgeschwindigkeiten erscheinen in nachstehender Tabelle zusammengestellt, und zwar sind darin enthalten:

Land	a) Archiv für Eisenbahnwesen			b) Foxwell & Farmer	
	Gefahrene Schnellzugskilometer Sommer 1890	Gesammt verwendete Fahrzeit	Durchschnittl. Fahr-Geschwindigkeit	Mittlere Geschwindigkeit ohne Einrechnung der Aufenthalte	Fahrgeschwindigkeit bei Rücksicht auf die Aufenthalte
		Minuten	km pr. Stunde	km per Stunde	
Grossbritannien (ohne Irland)	74599·3	77557	57·7	71·4	66·7
Holland	—	—	—	56·0	52·0
Belgien	12977·0	16127	48·3	53·6	50·8
Frankreich	95192·0	117316	48·7	58·0	52·5
Norddeutschland	57570·0	66413	52·0	54·9	50·8
Schweiz	10190·0	16829	36·3	41·6	39·0
Süddeutschland	31408·5	40600	46·4	52·8	49·9
Dänemark	1606·6	2068	46·6	51·2	48·0
Österreich-Ungarn	37975·0	50698	44·9	51·2	48·0
Rumänien	2372·0	3422	41·6	51 2	46·8
Italien	21005·0	29688	42·5	50·0	47·2
Schweden	6946·0	11483	36·3	52·0	46·4
Russland	25773·2	41498	37·3	50·7	49·4

a) die im „Archiv für Eisenbahnwesen“ (Berlin 1890) angeführte Tabelle. Dieselbe ist, um auch die Englischen Bahnen mit einzubeziehen, durch die in England bei den Schnellzügen vorkommenden Geschwindigkeiten und zwar nach dem Deutschen Reichscursbuch ergänzt worden.

b) Die in der Schrift „Schnellzüge in England und im Auslande“ von Foxwell & Farmer zusammengestellten, auf die Fahrgeschwindigkeiten Bezug habenden Daten, welche gegenüber den ad *a.* angeführten Geschwindigkeiten insoferne abweichen, als hiebei in den einzelnen Ländern nicht alle als „Schnellzüge“ bezeichneten Züge berücksichtiget wurden, sondern nur jene, bei welchen gewisse Mi-

nimal-Geschwindigkeiten überschritten werden. Zufolge dieser Weglassung der langsamer verkehrenden Schnellzüge erscheinen sodann die Durchschnittsgeschwindigkeiten etwas grösser.

Möge nun den ad *a* oder ad *b* angeführten Daten ein höherer Wert beigemessen werden, so zeigen doch beide, dass in den einzelnen Ländern in dieser Richtung wesentliche Verschiedenheiten bestehen, was wohl in der Hauptsache auf die verschiedenen Bedürfnisse zurückzuführen sein mag, doch darf andererseits nicht unbeachtet bleiben, dass sich diese Bedürfnisse rastlos ändern, und dass thatsächlich viele Verwaltungen sich bestimmt finden, den anderwärts etwa erzielten größeren Geschwindigkeiten nachzueifern.

Dem Techniker aber obliegt die Aufgabe, den hiedurch an seine Constructionen gestellten wachsenden Anforderungen Rechnung zu tragen.

B. Angewendete Mittel.

Um den Anforderungen eines gesteigerten Verkehrs, verbunden mit der Vergrößerung der Fahrgeschwindigkeit zu entsprechen, haben die Bahnen dem Wachsthum der zu bewältigenden Massen gleichsam das Wachsthum der zu deren Beförderung anzuwendenden Mittel entgegengesetzt, und zwar sowohl der Art, als auch der Zahl nach. Die Ökonomie liess jedoch darin bald unterscheiden. Zunächst stand man vor dem Mittel, die Gleise, Motoren und überhaupt das rollende Materiale zu vermehren. Dies war zwar einfach, dafür aber recht kostspielig, und deshalb nicht so leicht überall anzuwenden. Man sah auch manche Unternehmung in folge dieses auf Grund irriger Voraussicht gewählten Mittels kranken; dasselbe war ihren Kräften nicht angemessen, und die darein gesetzten Hoffnungen blieben infolge der nicht im Verhältnis der Größe der Investitionen gestiegenen Einnahmen unerfüllt.

Die Anzahl der Züge bei gleichen oder auch vermehrten Transportsleistungen zu vermindern und denselben eine größere Geschwindigkeit zu geben, bildete eine zweite Handhabe, um den vorhandenen Bedürfnissen Rechnung zu tragen.

Dies führte dahin, die Lösung der Aufgabe darin zu suchen, dass:

1. Durch Verbesserung der Motoren, deren Leistungsfähigkeit,

2. durch Verstärkung des Oberbaues, dessen Trag- und Widerstandsfähigkeit erhöht wurde.

Diese zwei Factoren stehen übrigens in enger Abhängigkeit zu einander, da eine Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Locomotive in der Regel eine Erhöhung der Inanspruchnahme der Oberbauconstruction zur Folge hat.

1. Verbesserung der Motoren.

In letzter Zeit sind vielfach Versuche gemacht worden, welche die Möglichkeit dargethan haben, dass Locomotiven auch von bedeutend höherer Leistungsfähigkeit wie bisher construieret werden können, ohne dass hiedurch wesentlich größere Anforderungen an die Widerstandsfähigkeit des Oberbaues gestellt werden müssten.

Als Mittel zur Erfüllung dieser Bedingung sind angenommen worden:

1. Die Anwendung der Amerikanischen Drehgestelle mit minimalem festen Achsenstande behufs Verminderung der Zugswiderstände und der Materialabnützung.

2. Die Anwendung von Motorengestellen, welche bei Verminderung des festen Radstandes die Vergrößerung des Gesammt-Radstandes und dadurch eine Vermehrung der Stabilität der Locomotiv-Construction bewirken, ohne ein zweckmäßig leichtes Einstellen der Locomotive in die Krümmungen zu beeinträchtigen.

3. Beseitigung der Schlepptender, durch deren Mitführung ein großer Theil der Zugkraft nutzlos verbraucht wird, und Verlegung der Vorräthe auf den eigentlichen Motor, behufs möglichster Vermehrung des Adhäsionsgewichtes.

Diese Anordnungen führten zur Ausführung der sogenannten Doppellocomotive, welcher große Vortheile nachgerühmt werden, und zwar:

a) Einschränkung der todten Motorengewichte bei Vergrößerung der Adhäsionsbelastung,

b) weniger, jedoch gleichmäßiger belastete Achsen,

c) größere Stabilität der Maschine infolge des größeren Gesammtradstandes,

d) größere Schmiegsamkeit der Maschine und sonach leichtere Bogenfahrt infolge der verkürzten festen Radstände und demzufolge eine größere Schonung des Oberbaues,

e) Theilbarkeit der effectiven Gesammt-Zugkraft auf zwei Motorengruppen und relative Verminderung der inneren Maschinenwiderstände,

f) relativ geringere Materialabnützung des Gehwerkes,

g) zweckmäßigere Kesselanlage durch Ausdehnung des Kesselbaues in der Längsrichtung,

h) Möglichkeit einer zweckmäßigen Einrichtung bei Anwendung des Verbundsystems, dessen außerordentlicher Wert für die Erzielung von Locomotiven mit großer Leistungsfähigkeit allgemein anerkannt wird.

Diesen Vorzügen gegenüber könnte nur das doppelte Triebwerk als Nachtheil bezeichnet werden, doch scheinen die oben aufgezählten

Vortheile überwiegend, wie auch aus der gegenwärtig vielfachen und mit guten Erfolgen begleiteten Verwendung solcher Locomotiven, insbesondere aber der Doppellocomotiven mit Verbundsystem hervorgeht.

Sie eignen sich zur Beförderung von größeren Lasten auf großen Steigungen (Gotthardbahn) und ungünstigen Richtungsverhältnissen (Annaberg-Schwarzenberg mit 25‰ Steigung und 200 *m* Radius) ebenso gut, wie für die Beförderung von Zügen, welche auf lange Strecken eine gleichförmige und große Geschwindigkeit erfordern.

Die Paris-Lyon-Mittelmeerbahn, die Bayerischen und Sächsischen Staatsbahnen verwenden bereits solche Locomotiven zur Beförderung von Schnellzügen.

Die Construction der Schnellzugs-Locomotiven ist für den Oberbau insoferne von besonderer Wichtigkeit, weil die bereits mehrfach erwähnten „Störungen", wie solche von den Locomotiven hervorgerufen werden, und zwar insbesondere das „Schlingern" bei zunehmender Fahrgeschwindigkeit ihre zerstörenden Wirkungen auch in erhöhtem Maße ausüben.

Auch hierin haben die Doppellocomotiven den Vorzug, dass zufolge der von selbst sich ergebenden besseren Vertheilung der schwingenden Massen die störenden Kräfte paralysiert werden.

2. Verstärkung des Oberbaues

Wird in der Folge an dem Bestreben festgehalten, die Leistungsfähigkeit der Locomotiven bei Einhaltung der bisherigen Grenzen der Beanspruchung des Oberbaues zu erhöhen, so wird es den Bau-Ingenieuren ermöglicht, an eine richtige und zielbewusste Ausgestaltung der gegenwärtigen Oberbausysteme unter Berücksichtigung aller bisherigen Erfahrungen zu schreiten, um einen weiteren für die Erfolge des Bahnbetriebes nicht minder wichtigen Factor in entsprechender Weise Rechnung zu tragen, nämlich den der Oberbau-

Aus nachfolgender Darstellung [illegible] Beobachtungen entnommen werden, wie [illegible] Bezug auf [illegible] Zeit rücksichtlich der Verbesserung des Oberbaues [illegible]

Den Reigen zur Verstärkung des Oberbaues eröffnete Belgien und **Belgien.** zwar einerseits um [illegible] Bahnverkehres, [illegible] seits um die [illegible] einer ökonomischen [illegible]

Der Oberbau [illegible] füßigen Schienen [illegible] welche auf [illegible]

Die Schwellen 2·6 *m* lang, 26 *cm* breit; die Schwellenentfernung am Stoße 75 *cm*, bei den Zwischenschwellen 90 und 100 *cm*. Die Laschung kräftig.

Das Durchschnittsgewicht des Gleises per laufenden Meter betrug

Schienen	76·00 *kg*
Befestigungsmittel	4·74 „
Schwellen	83·65 „
Somit zusammen rund	165·00 *kg*.

Die Verstärkung dieser Oberbautype wurde den Verkehrsverhältnissen entsprechend bereits vor Jahren angeregt, und zu diesem Zwecke eine Erhöhung des Schienengewichtes befürwortet.

Die beiden Belgischen Ingenieure A. Huberti und O. Flamanche besprachen diese Verstärkung in der „Revue industrielle" schon im Jahre 1881 und bezeichneten für große Geschwindigkeiten eine Gewichtsvermehrung der Schienen bis auf 40—42 *kg* per *m* als nothwendig.

In gleicher Weise beantragte später Sandberg die Einführung von schweren Schienen.

Zu folge dieser letzteren Anregung wurde auch thatsächlich die von Sandberg vorgeschlagene schwere Schienentype mit einem gerechneten Gewichte von rund 50 *kg* per laufenden Meter im Jahre 1886 bei Cockerill in Seraing gewalzt und versuchsweise circa 300 Tonnen dieser Schienen im selben Jahre auf den Belgischen Staatsbahnen (Strecke Ostende-Bettingen) verlegt.

Sandberg gieng bei seinem Vorschlage von der Ansicht aus, dass die bisher üblichen Schienenquerschnitte überhaupt zu leicht und zu schwach seien, und dass die Verwendung von mehr Schwellen auf eine Schienenlänge allein, — wegen der unsicheren Lagerung derselben und der Nachgiebigkeit der Bettung — nicht eine genügende Garantie für eine Erhöhung der Tragfähigkeit des Oberbaues bieten könne; ferner, dass um eine dem anerkannt guten Englischen Oberbau mit 40 *kg* pro *m* schweren Stuhlschienen gleichwertige Oberbauconstruction mit breitfüßigen Schienen zu erhalten, diese letzteren mehr als 40 *kg* pro *m* schwer sein müssen. (Siehe Seite 129.)

Die Sandberg'sche Schiene — allgemein „Goliathschiene" genannt — wird in Längen von 9 *m* verwendet, das Profil hat 145 *mm* Höhe, 72 *mm* Kopfstärke, 17 *mm* Stegdicke, 135 *mm* Fußbreite. Die Neigung der Laschenanschlussflächen am Kopf und Fuß beträgt 1 : 5. — Taf. XI.

Die sehr kräftig ausgebildeten Laschen, deren wagrechte Schenkel über den Schienenfuß vorstehen und auf den Stoßschwellen aufruhen sind auf letzteren mit Schraubennägeln befestiget, so dass Unterlagsplatten auf den beiden Stoßschwellen nicht zur Anwendung kommen.

Die Laschen sind 73 *cm* lang, und wiegen per Paar 25 *kg*; die Befestigung an der Schiene erfolgt mit 4 Schrauben.

Ob sich diese neue Anordnung der gleichzeitigen festen Verbindung zwischen Laschen, Schienen und Schwellen, welche Verbindung zugleich als ein Mittel gegen das „Wandern" der Schienen functionieren soll, bewähren wird, muss erst abgewartet werden.

Auf den Zwischenschwellen kommen dreilochige Unterlagsplatten zur Verwendung.

Die 2·6 *m* langen, 14 *cm* starken und 26 *cm* breiten Eichenschwellen liegen am Stoß 60 *cm*, in der Schienenmitte Max. 80 *cm* von einander entfernt, und zwar 12 Stück auf eine Schienenlänge von 9 *m*.

Das Gewicht dieses schweren und widerstandsfähigen Oberbaues beträgt für einen laufenden Meter annähernd:

Schienen	105·4 *kg*
Befestigungsmittel . .	18·99 „
Schwellen	100·00 „
somit zusammen rund	225·00 *kg*.

Es wird angenommen, dass die Schiene eine Abnützung bis zu 15 *kg*, d. i. etwa 26 *mm* der Kopfhöhe erfahren könne, bevor sie zur Auswechslung gelangen muss; die Ablauffläche ist allerdings reichlich genug bemessen, vielleicht zu reichlich im Verhältnisse zu der anderweitigen Abnützung des Schienenkopfes, beziehungsweise des ganzen Schienenprofils.

Die mit dieser Oberbautype in der kurzen Zeit, sowohl hinsichtlich der Schienenabnützung, wie der Bahnerhaltung, wie schließlich hinsichtlich der Schonung der Betriebsmittel gemachten Erfahrungen sollen so günstig sein, dass sich die Belgischen Staatsbahnen entschlossen, mit diesem Versuche fortzufahren, und bereits im Jahre 1887 . . 1000 T
„ „ 1888 . . 10000 T
solcher Schienen in Bestellung gebracht haben.

Allgemein wird diesen Versuchen die größte Beachtung gewidmet, und so erscheint eine in der Sitzung des Vereins für Eisenbahnkunde 1890 gemachte diesbezügliche Mittheilung des Dr. Zimmermann von Interesse, laut welcher der eben beschriebene Oberbau mit der Goliathschiene bis auf die Befestigungsweise sich allen gehegten Erwartungen entsprechend erwiesen haben soll.

Frankreich*).

In Frankreich wird im allgemeinen hölzerner Querschwellen-Oberbau verwendet und zwar zum Theile mit Stuhlschienen (Doppelkopfschienen), zum Theile mit breitfüßigen Schienen. Von den sechs größeren Bahngesellschaften haben die Paris-Lyon-Mittelmeer-Bahn, die

*) Die nachstehenden Daten sind zum Theile unter Benützung eines in der „Revue des chemins de fer 1888" publicierten Aufsatzes des Ingenieurs Mussy zusammengestellt.

Nordbahn und Ostbahn breitfüßige Flussstahlschienen, die Paris-Orleans-Bahn, die Südbahn und die Westbahn Doppelkopfschienen, ebenfalls aus Flussstahl; letztere Gesellschaft hat zwar auch Gleise mit breitfüßigen Schienen, jedoch nur auf Secundärlinien.

Die in Verwendung stehenden Schienenprofile sind vielfach noch dieselben, wie selbe seinerzeit aus Schweißeisen erzeugt wurden; nur die Längen der Schienen, welche früher 5·5—8·0 *m* betragen haben, wurden mit der Zeit, insbesondere aber bei Einführung der Flußstahlschienen, auf 10—12 *m* vergrößert.

Die Schwellen sind aus Eichen- Buchen- und Rothtannen-Holz und entweder mit Creosot oder mit Chlorzink imprägniert.

Die Befestigung der Schienen auf den Schwellen erfolgt vorwiegend mit Schraubennägeln.

Das Gewicht der Französischen Gleise beträgt per laufenden Meter 152 bis 189 *kg* bei breitfüßigen Schienen und 202 bis 252 *kg* bei Stuhlschienen.

Auch in Frankreich haben sich, aus denselben Gründen wie anderwärts, die Anforderungen an den Oberbau erhöht, und wurde die Frage der Oberbauverstärkung in Erwägung gezogen.

Die aus den betreffenden Studien bisher hervorgegangenen Resultate sind nachstehend zusammengefasst.

Ostbahn. Diese verwendete Schienen von 30 *kg* per *m*, welche aber infolge des stärkeren Verkehres so stark abgenützt wurden, dass sie in 5—6 Jahren ausgewechselt werden mussten.

Zufolge dessen hat man sich principiell dafür entschieden, in Strecken mit starker Inanspruchnahme der Schienen, also vor Bahnhöfen in starken Gefällen, auf Linien mit größerem Verkehr, sowie in Tunnellen eine neue Schienentype von 44 *kg* Gewicht pro laufenden Meter, 141 *mm* Höhe, 60 *mm* Kopfstärke, 13·5 *mm* Stegstärke und 130 *mm* Fußbreite in Anwendung zu bringen.

Die Schienen sind 12 *m* lang und werden auf ihre Länge mit 16 Stück Schwellen unterstützt.

Das Gesammtgewicht des Gleises per Meter beträgt 182 *kg*.

Nordbahn. Daselbst sind die Gleise mehr in Anspruch genommen als bei der Ostbahn; die Schnellzüge haben hier eine größere Geschwindigkeit, desgleichen ist der Güterverkehr auch mehr entwickelt. Bei Personenzügen kommen Zugsgeschwindigkeiten von 80 *km* per Stunde, bei Güterzügen nicht selten Belastungen bis 675 T. vor.

Es ergab sich sonach hier eine Verstärkung des Oberbaues als viel dringender noch als bei der Ostbahn.

Auf Grund der diesbezüglichen Studien wurde eine neue verstärkte Gleisetype aufgestellt, welche allmählich auf dem ganzen Bahnnetz eingeführt werden soll.

Das Schienenprofil der neuen Gleisetype, welches große Ähnlichkeit mit der neuen Ostbahn-Schiene besitzt, hat 142 *mm* Höhe, 60 *mm* Kopf- und 15 *mm* Stegstärke, 134 *mm* Fußbreite und ein Gewicht von 43·215 *kg*. Die Länge der Schiene ist 12 *m* und wird dieselbe bei Gleisen für Strecken mit starkem Verkehr im Maximum durch 18 Stück Schwellen, für Strecken mit minderem Verkehr durch eine geringere Anzahl Schwellen unterstützt.

Das Gewicht des neuen Gleises beträgt, je nach der von den Verkehrs- und Streckenverhältnissen abhängigen Anzahl der verwendeten Schwellen 169, 175, 181 *kg* per laufenden Meter.

Paris-Lyon-Mittelmeerbahn. Auf diesem Bahnnetze standen zwei Schienentypen in Verwendung, und zwar für Gleise mit starkem Verkehr mit 38·88 *kg* Gewicht per laufenden Meter; für Gleise mit mittlerem Verkehr mit 34·2 *kg* per Meter.

Das Gewicht dieser Gleise hat 180 *kg*, beziehungsweise 178 *kg* per laufenden Meter betragen.

Seit einiger Zeit wurde aber eine rasche Abnützung dieser Schienen, insbesondere vor den Stationen, in Bremsstrecken und in den Tunnellen wahrgenommen. Dies gab nun Veranlassung zur Aufstellung neuer, verstärkter Schienentypen, und zwar zum Ersatz für die Type von 34·2 *kg* Gewicht einer solchen von 43·5 *kg* pro Meter und für die Type von 38·85 *kg* per Meter einer solchen mit 47 *kg*. — Taf. XIV.

Die Hauptabmessungen dieser neuen Profile betragen:

Höhe der Schiene	130 *mm*,	bezw.	142 *mm*
Kopfstärke . . .	60 „	„	66 „
Stegstärke . . .	14 „	„	14 „
Fußbreite . . .	130 „	„	130 „

Diese Schienen sind gegen die älteren in allen Dimensionen bedeutend verstärkt; sie erhalten Längen von 12 *m* und werden je nach der Inanspruchnahme der Gleise durch den Verkehr bis zum Maximum von 18 Schwellen unterstützt.

Das stärkere Profil unterscheidet sich von dem leichteren lediglich in der Höhe und der Kopfstärke, welche Dimensionierung der auf den Linien mit stärkerem Verkehr eintretenden rascheren Abnützung Rechnung trägt.

Das Gleisegewicht beträgt per laufenden Meter

bei der Schienentype von 43·5 *kg* . . . 214 *kg*

und „ „ „ „ 47·0 „ . . . 221 „

Paris-Orleans-Bahn. Die Verwaltungen der Orleans-, Süd- und Westbahn verwenden, — wie bereits bemerkt wurde — Doppelkopf-, bezw. Stuhlschienen. Bei der Orleans-Bahn wurde auf Grund der Erfahrungen festgestellt, dass der Oberbau mit breitfüßigen Schienen, — welcher bezeichnender Weise auch Bauunternehmungs-

Oberbau genannt wird — zwar leichter herzustellen ist, dessen erste Anlage auch weniger kostet als jene des Stuhloberbau, dass aber die Erhaltung des letzteren eine viel billigere ist. Insbesondere wird darauf hingewiesen, dass der Stuhloberbau, und selbst ein solcher von leichterer Construction, gegen die Angriffe des Verkehrs schwerer und schnellfahrender Züge einen viel kräftigeren Widerstand leistet.

Das Gewicht der bisher hier verwendeten Doppelkopf-Schiene beträgt 38·2 *kg* per Meter, die Länge 11·0 *m*, die Zahl der für eine Schienenlänge erforderlichen Schwellen 12 Stück, von welchen die nächst dem Stoße gelegenen 60 *cm* weit von einander zu liegen kommen.

Auch hier ergab sich die Nothwendigkeit einer Gleiseverstärkung.

Zunächst wurde ein Schienenprofil construiert, bei welchem der Kopf 13 *mm* höher ist als bei dem alten Profil, um auch bei einer bedeutenderen Abnützung zu genügen; der untere Kopf wurde nicht geändert, um die in Verwendung stehenden Stühle auch weiter beibehalten zu können.

Das Gewicht dieser neuen Schiene, deren Höhe 145 *mm*, Kopfbreite 60 *mm* und Stegstärke 18 *mm* und deren Länge 11 *m* beträgt, ergibt sich per laufenden Meter mit 42 *kg*.

Die alte Stuhltype, welche auch für das neue Profil beibehalten wurde, hat eine Auflagefläche von 336 Quadratcentimeter.

Die zur Befestigung der Schienen dienenden Keile sind von gepresstem Eichenholze, am Stoße kürzer, an den Mittelschwellen länger.

Gleichzeitig mit der Verstärkung der Schienen wurde eine Verbesserung der Laschen vorgenommen; die Anschlussflächen zwischen Lasche und Schiene, welche bisher eine Neigung von 1 : 4 besaßen, erhielten eine solche von 1 : 2.

Die Laschen selbst wurden stärker construiert, und wurde für dieselben die in England vielfach angewendete Form mit einem unter die Schiene reichenden Schenkel angenommen.

Das Gesammtgewicht der Verlaschung ist demzufolge von 9·3 *kg* auf 19 *kg* gestiegen, also auf das Doppelte der früheren.

Das Gewicht dieser neuen Gleiseanordnung beträgt pro laufenden Meter im Maximum 211 *kg*.

Südbahn. Die Südbahn verwendet ausschließlich symmetrische Doppelkopf-Schienen von 37·52 *kg* Gewicht per Meter und einer Länge von 11 *m*.

Die in Verwendung stehenden Schienenstühle haben zweierlei Größen, und zwar für normal befahrene Gleise eine Auflagerfläche von 341 cm^2 und ein Gewicht von 10·5 *kg*. und für stark beanspruchte Gleise eine Auflagerfläche von 455 cm^2 und ein Gewicht von 14·5 *kg*.

Diese letzteren haben sich besonders mit Rücksicht auf die Erhaltung der Schwellen gut bewährt.

Die Stühle werden auf den Schwellen mittelst zweier Schraubennägel befestigt, welche — um sie vor rascher Oxidierung durch die Sulphate der Imprägnierungsstoffe zu schützen — verzinkt werden.

Der Keil, der die Schiene im Stuhle festhält, ist wie bei der Orleans-Bahn von gepresstem Eichenholze und am Stoße kürzer als an den Mittelschwellen (170—180 *mm*).

Die Disposition für die Gleiseanordnung ist ebenfalls gleich jener der Orleans-Bahn, nämlich für eine Schienenlänge von 11 *m*, 14 Stück Schwellen mit einer Entfernung am Stoße von 59·8 *cm*, an den Mittelschwellen im Maximum von 82 *cm*, von Mitte zu Mitte gemessen.

Das Gewicht des Gleises beträgt pro laufenden Meter 213 *kg*.

Als bemerkenswert wäre noch hervorzuheben, dass die Südbahn für ihr Schienenmaterial eine Festigkeit von 80 bis 85 *kg* per Quadratmillimeter vorschreibt; es ist das im Allgemeinen die höchste vorgeschriebene Festigkeit.

Westbahn. Auf dem Bahnnetze der Westbahn sind beide Schienentypen, die symmetrische Doppelkopf, wie die breitfüßige Schiene in Verwendung. Die letztere wird aber als minder widerstandsfähig angesehen und kommt dem entsprechend nur auf Secundärlinien vor. Überhaupt verschwindet diese Type überall, wo der Verkehr stärker zu werden beginnt.

Einige Versuche mit Befestigung der breitfüßigen Schiene in Stühlen sind hier gemacht worden, haben aber nichts weniger als günstige Resultate ergeben.

Nach den bei der Französischen Westbahn vorherrschenden Anschauungen rücksichtlich der beiden Schienentypen, — und diesen Anschauungen könnte insoferne ein größeres Gewicht beigelegt werden, als hier zufolge der Verwendung beider Typen kaum eine Voreingenommenheit für die eine oder andere Schienentype zu befürchten ist — müsste eine breitfüßige Schiene, wenn sie dem Gleisegefüge dieselbe Stabilität garantieren und die gleichen Erhaltungskosten erfordern soll wie die dermalen verwendete Stuhlschiene, circa um 10 *kg* per Meter schwerer werden als letztere.

Abgesehen von dieser letzteren Behauptung in Bezug aut die Erhaltungskosten, welche vielleicht in den localen Verhältnissen der betreffenden Gleise der Westbahn begründet sein mag, gienge demnach infolge der Gewichtsvermehrung der breitfüßigen Schiene, der Vortheil deren geringeren Anlagekosten auch noch verloren, weshalb dem Stuhloberbau bei der Französischen Westbahn der Vorzug eingeräumt wird.

Die bisher verwendete Stuhlschiene der Westbahn ist 8 *m* lang, 130 *mm* hoch, der Kopf 62 *mm*, der Steg 18 *mm* stark, das Gewicht beträgt 38·75 *kg* pro *m*. — Taf. XIV.

Die Schiene wird in Strecken, welche eine geringere Inanspruchnahme derselben voraussetzen lassen, durch 10, auf den stark in Anspruch genommenen Strecken durch 12 Schwellen unterstützt. Die Stühle haben auch hier zwei Typen, und zwar für normal in Anspruch genommene Gleise mit 9·7 *kg* Gewicht, für die stärkeren Gleise mit 15 *kg* Gewicht und einer größeren Auflagerfläche; die erstere wird mit 2, die letztere mit 3 Schraubennägeln auf der Schwelle befestiget.

Infolge der eingetretenen Erhöhung der Ansprüche des Verkehres wurde das Schienenprofil verstärkt, d. i. der obere Schienenkopf um 12 *mm* — von 130 auf 142 *mm* — erhöht, der untere Kopf aber wieder wegen Beibehaltung der alten Stühle nicht geändert. — Taf. XIV.

Hiedurch wird die jetzt unsymetrische Schiene statt 38·75 *kg*, 44 *kg* per Meter schwer.

Die Schienenlänge wurde von 8 auf 12 *m* vergrößert.

Auch die Verlaschung wird verbessert. Die neuen Laschen erhalten ein kräftigeres Profil und einen unter die Schienen reichenden Laschenschenkel. Das Gewicht dieser Laschen beträgt pro Paar 17 *kg*.

Unter normalen Verhältnissen wird die 12 *m* lange Schiene mit 15 Schwellen unterstützt, mit einer Maximalentfernung der Schwellen von Mitte zu Mitte gemessen von 83 *cm*.

Bei sehr stark beanspruchten Gleisen werden für dieselbe Schienenlänge 18 Stück Schwellen verwendet mit einer Maximalentfernung von 74·8 *cm*.

Die 30 *kg* schweren Vignolschienen für die Secundärlinien der Westbahn haben eine Länge von 8 *m*, und erhalten 10 Schwellen zu ihrer Unterstützung.

Aus dieser Darstellung geht hervor, dass auch bei den Französischen Bahnen in neuerer Zeit, d. i. seit 1888 eine bedeutende Bewegung in der Oberbaufrage sich geltend macht, und dass nahezu alle größeren Gesellschaften Verstärkungen ihrer Oberbau-Constructionen durchführen.

Eine interessante Zusammenstellung der Gewichte und Kosten der in Frankreich angewendeten älteren und neuen Oberbausysteme bietet die nachfolgende, der bereits erwähnten Publication Mussy's entnommene Tabelle:*)

*) Zur Ermittlung der in der Tabelle aufgenommenen Daten wurde angenommen: per Tonne Schienen 150 Frcs., per Tonne Kleinmateriale 200 Frcs., per Tonne Stuhl 100 Frcs., 1 imprägnirte Schwelle = 75 *kg* 6 Frcs.

Post Nr.	Schienentype	Bahnnetz	Verwendungsweise	Schienen- Gewicht	Schienen- Länge	Gleisegewicht pro *m* Gesammt	Schiene	Stuhl	Befestigung	Schwellen	Kosten pro *m* Gesammt	Schiene	Stuhl	Befestigung	Schwellen
				kg	*m*	*kg*	%				frcs.	%			
1	Vignolschienen-Oberbau	Ostbahn	leichtes Gleise	30	8	162	37	.	5	58	18·15	50	.	8	42
2		„	„ „	„	12	152	39	.	4	57	17·40	52	.	7	41
3		„	stark beanspruchtes neues Gleise	44	12	182	48	.	4	48	21·58	61	.	7	32
4		Nordbahn	normal beanspruchtes „	43	12	169	51	.	5	44	20·50	62	.	8	30
5		„	mehr „ „	„	„	175	49	.	5	46	21·0	61	.	8	31
6		„	stark „ „	„	„	181	47	.	5	48	21·5	60	.	8	32
7		„	leichtes Gleise	30	8	160	38	.	4	58	17·70	51	.	7	42
8		Paris-Lyon-Bahn	Gleise P. L. M. A.	34·2	6	187	37	.	10	53	21·95	47	.	16	37
9		„	„ „ „		8	178	39	.	9	52	20·95	49	.	15	36
10		„	„ „ „		10	173	39·5	.	8·5	52	20·34	50	.	14	36
11		„	„ „ „		12	169	40	.	8	52	19·96	51	.	14	35
12		„	Gleise P. M.	38·88	8	189	41	.	9	50	22·35	51	.	15	34
13		„	„ „		10	184	42	.	8·5	49·5	21·70	52·5	.	14·5	33
14		„	„ „		12	180	43	.	8·5	48·5	21·27	53·5	.	13·5	33
15		„	neue Construction Gleise P. M. G.	43·5	12	214	41	.	7	52	24·92	52·5	.	12·5	35
16		„	„ „ „ P. L.	47	12	221	43	.	7	50	25·97	54	.	12	34
17		Westbahn	leichtes Gleise	30	8	160	38	.	4	58	17·70	51	.	7	42
18	Doppelkopf-Schienen-Oberbau	Paris-Orleansbahn	normales Gleise alter Construction	38·2	11	185	41	12	3	44	21·28	54	10	5	21
19		„	stark beansp. „ „ „	„	„	203	38	12	3	47	22·86	51	11	5	33
20		„	Gleise neuer Construction	42	„	211	40	12	3	45	24·0	52	11	5	32
21		Südbahn	normales Gleise	37·52	11	185	41	12	3	44	21·24	53	11	5	31
22		„	stark beanspruchtes Gleise	„	„	213	35	17	3	45	23·79	49	15	5	31
23		Westbahn	normales Gleise alter Construction	38·75	8	202	39	12	3	46	22·83	51	11	5	33
24		„	mehr beansp. „ „ „	„	„	215	36	17·5	3	43·5	24·18	48	15	5	32
25		„	stark beansp. „ „ „	„	„	241	32·5	19	2·5	46	26·43	45	16·5	4·5	34
26		„	mehr beansp. Gleise neuer „	44	12	225	39	17	3	41	25·71	51	15	5	29
27		„	stark „ „ „ „	„	„	252	35	18	3	44	28·10	47	16	4·5	32·5

Schweiz. Von den Schweizer Bahnen ist wohl der Gotthard-Bahn mit Rücksicht auf ihren internationalen Verkehr eine besondere Bedeutung zuzusprechen. Es ist daher auch natürlich, dass diese Bahn sich besonders eingehend mit jenen Maßnahmen beschäftigen musste, welche durch den Einfluss der Zunahme des Verkehres und der Fahrgeschwindigkeiten bedingt sind, und welche auch hier zu Verstärkungen des Oberbaues geführt haben.

Hier war überdies die Nothwendigkeit solcher Verstärkungen noch durch einen anderen, an anderer Stelle bereits besprochenen Factor wesentlich mit bedingt, nämlich durch die besondere und rasche Abnützung der Schienen in langen Tunnellen. Diese letztere hat sich in so empfindlicher Weise fühlbar gemacht, das neben der normalen Type des Oberbaues der Gotthard-Bahn noch ein zweites, kräftigeres Profil speciell für die Gleise in den Tunnellen bestimmt wurde.

Die früher bei der Gotthard-Bahn verwendete Oberbautype hatte eine Stahlschiene von 8 *m*, seit 1888 von 12 *m* Länge, 130 *mm* Höhe und einem Gewichte von 36·6 *kg* pro Meter. — Taf. XIII — oben.

Die Schwellen sind von Eichenholz, 2·5 *m* lang, 25 *cm* breit und 15 *cm* hoch, mit Zinkchlorid imprägniert oder mit Quecksilber-Sublimat kyanisiert.

Als Befestigungsmittel dienen 8-kantige, 18 *mm* starke Hakennägel und werden Unterlagsplatten mit je 3 Nagellöchern in den Gleisecurven verwendet.

Die erste Reform, welche dieser Oberbau erfuhr, beschränkte sich auf die Verstärkung der Schiene in den Tunnelstrecken.

Es wurde hier ein Profil von 142 *mm* Höhe, 62 *mm* Kopf- und 110 *mm* Fußbreite in Anwendung gebracht. Die Querschnittsfläche dieser Schiene betrug 56 cm^2, das Gewicht pro Meter 44·0 *kg*. Die Schienenlänge wurde wie früher beibehalten.

Von dieser Type sind jedoch im Ganzen nur circa 2600 *t* verlegt worden, denn die höheren Anforderungen des Verkehres machten bald den Ruf nach kräftigeren Typen geltend, und zwar sowohl für die offenen Strecken wie für die Tunnelle.

Die Gotthard-Bahn hat daher die allmähliche Einführung schwerer Schienen und zwar von 46·4 *kg*, beziehungsweise 48·5 *kg* Gewicht pro *m*, letztere für Tunnelle von über 1000 *m* Länge ins Auge gefasst.

Diese beiden Typen unterscheiden sich von einander nur durch die verschiedenen Stärken des Schienenfußes, und zwar erscheinen hiebei die Erfahrungen, welche bezüglich des Verrostens der Schienen in den Tunnellen der Gotthard-Bahn gemacht wurden, berücksichtigt.

Die Anordnung der Gleiseconstruction wie die Schienenprofile, erscheinen auf Tafel XIII dargestellt. Die Stoßbefestigung erfolgt mittelst entsprechend kräftiger Winkellaschen.

Die Schwellenvertheilung ist beibehalten mit 10 Stück Schwellen pro 8 *m* Schienenlänge und 15, beziehungsweise 16 Stück pro 12 *m* Schienenlänge. Auf jeder Schwelle liegt unter der Schiene je eine 3-lochige Unterlagsplatte von 14 *mm* Stärke, welche mit 3 vierkantigen Nägeln von 20 *mm* Seite und 175 *mm* Länge befestigt wird.

Das Gewicht dieser Gleiseanordnung beträgt je nach der Zahl der pro Schienenlänge verwendeten Schwellen 209 bis 216·5 *kg* pro Meter.

In den langen Gotthard-Tunnellen werden eiserne Schwellen verwendet. Überhaupt sind von dem durchgehenden Gleise auf der Gotthard-Bahn bereits 92·665 *km*, d. i. 35·7% der Gesammtlänge mit eisernen Schwellen versehen.

In gleicher Weise wie auf der Gotthard-Bahn hat sich auch auf der Jura-Simplon-Bahn die Zweckmäßigkeit einer Erhöhung der Tragfähigkeit des bestandenen Oberbaues ergeben.

Auf den Linien der Jura-Simplon-Bahn war seit dem Jahre 1872 die Eisenschiene der Paris-Lyon-Mittelmeer-Bahn (36·0 *kg* pro *m*) eingeführt, welche später durch die Stahlschiene derselben Bahn (33·0 *kg* pro *m*) ersetzt wurde. Diese Schienen wurden ursprünglich in Längen von 6 *m* und seit 1884 in Längen von 12 *m* verwendet.

Die 33·0 *kg* schweren Stahlschienen hatten 127 *mm* Höhe, 99·5 *mm* Fußbreite, 11·5 *mm* Stegdicke, 60·0 *mm* Kopfbreite.

Nachdem jedoch in letzterer Zeit nicht nur die Fahrgeschwindigkeit erhöht werden musste, sondern auch das Locomotiv-Gewicht pro Achse bereits bis auf 14·8 *t* gewachsen war, hat sich die Jura-Simplon-Bahn mit Beginn des Jahres 1891 ebenfalls zur Einführung eines entsprechend verstärkten Schienenprofiles entschlossen.

Diese neue, 12 *m* lange Schiene, welche pro *m* = 41·8 *kg* schwer ist und 135 *mm* Höhe, 120 *mm* Fußbreite, 13 *mm* Stegdicke und 66 *mm* Kopfbreite besitzt, wird entweder auf 14 Stück Eisen- oder Holz-Querschwellen gelagert.

Die 58·0 *kg* schweren Eisen-Querschwellen haben eine Länge von 2·6 *m*, welche durch die Umbiegung der Enden auf 2·5 *m* eingeschränkt wird. Die Winkellaschen sind 70 *cm* lang und wiegen pro Stück 12·65 *kg*; die Bolzen, deren Muttern durch federnde Doppelringe fixiert werden, haben 25 *mm* Durchmesser.

Die Befestigung der Schienen auf den Eisenschwellen erfolgt durch Klemmbolzen und Klemmplatten, auf den Holzschwellen durch 150/205 *mm* große und 13 *mm* starke, mit einem Ansatze versehene Unterlagsplatten; (auf jeder Schwelle werden 2 Stück verwendet,) welche bei Eichenschwellen außen mit einem achteckigen, 155 *mm* langen und 20 *mm* starken Hakennagel und innen mittelst zweier Schraubennägel von 165 *mm* Länge und 21 *mm* oberem und 14 *mm* unterem Durchmesser,

und bei Weichholzschwellen durch drei Stück solcher Schraubennägel befestigt werden.

Das Gesammtgewicht dieses neuen Oberbaues beträgt pro laufenden Meter Gleis

auf Holzschwellen . . . . . 192 *kg*
und auf Eisenschwellen . . . . . 161 *kg*.

Deutschland. Entsprechend den obwaltenden Verkehrsverhältnissen sind die Deutschen Bahnen bezüglich der Beschaffenheit des Oberbaues, — wie es nicht anders sein kann, — ebenfalls nicht zurückgeblieben.

Die in Verwendung stehenden Schienentypen haben ausschließlich ein breitbasiges Profil mit 130—134 *mm* Höhe, 58 und 59 *mm* Kopfstärke, 11—14 *mm* Stegstärke, 104 und 105 *mm* Fußbreite; die Schienen sind pro laufenden Meter 31·2—36·9 *kg* schwer und haben im allgemeinen Längen von 7·5 und 9·0 *m*.

Die Profile haben eine günstige Material-Vertheilung, so dass das Trägheitsmoment derselben ein bedeutendes ist.

Die Laschen sind vorwiegend kräftige Winkellaschen; die Anwendung von Unterlagsplatten wird immer allgemeiner, hie und da werden die ziemlich allgemein angewendeten Hakennägel durch Schraubennägel ersetzt.

Die Schwellen haben 2·5 *m* Länge, 15 bis 17 *cm* Höhe und 20 bis 26 *cm* untere Breite. Die Imprägnierung der Schwellen ist allgemein. Dieselbe geschieht vorwiegend mit Zinkchlorid. Die Entfernung der Schwellen am Stoße beträgt 50 bis 66 *cm* von Mitte zu Mitte, in der Schienenmitte Maximum 90—95 *cm*.

Das Gewicht der Gleise pro laufenden Meter beträgt 145·3 bis 172·0 *kg*, vorwiegend 160·5 *kg*.

Trotz dieser verhältnismäßig starken Gleise wurde in Eisenbahn-Fachkreisen dennoch wiederholt in Erwägung gezogen, ob die bestehenden Constructionen mit den an sie gestellten und unausgesetzt wachsenden Anforderungen in Einklang gebracht werden können.

Im allgemeinen glaubte man diese Frage bejahen zu können und zwar umsomehr als derselben die angedeuteten Fortschritte in der Locomotivconstruction zu Hilfe kamen.

Indessen machen sich aber andere Rücksichten geltend, welche auch hier eine Verbesserung der Oberbauconstructionen erwünscht erscheinen lassen; es wird dies insbesondere von der Erwägung bedingt, dass es ja unmöglich ist den gesammten Einrichtungen plötzlich und mit einem Schlage eine andere Gestaltung zu geben. Die Anwendung der Fortschritte kann nur nach und nach, unter Beobachtung einer weisen Ökonomie erfolgen; inzwischen nimmt die Verkehrsgestaltung ihren weiteren natürlichen Lauf und es bleibt nur übrig, hieraus die

Consequenzen zu ziehen. So kommt es, dass unbeschadet der angedeuteten Bestrebungen in der Vervollkommnung der Locomotiven auch die Studien auf dem Gebiete der Verbesserung des Oberbaues in Deutschland unentwegt vorwärts schreiten.

Vorerst wurde eine Verbesserung des bestehenden Oberbaues durch Vermehrung der Schwellenzahl in Aussicht genommen.

Eine Schwellenvermehrung von 10 Stück auf 11 Stück per 9 Meter Schienenlänge beziehungsweise eine Verminderung der Maximal-Schwellenentfernung auf 84 *cm* bewirkt schon eine Erhöhung der Tragfähigkeit der Schiene um circa 9·5%.

Hieran schlossen sich verschiedene Versuche an, den Oberbau durch Verbesserung seiner einzelnen Theile zu verstärken.

Unter den diesbezüglichen Maßnahmen sind besonders anzuführen:

Der bereits an anderer Stelle beschriebene Versuch mit einem überplatteten Stoß nach Patent Rüppell und Kohn auf der linksrheinischen Bahn bei Rolandseck.

Diese Schienen-Stoßconstruction brachte ein verstärktes Schienenprofil mit sich, was in diesem Falle zu der beabsichtigten Verbesserung des Oberbaues wesentlich beitrug.

Die verstärkte Schiene hat 134 *mm* Höhe, 58 *mm* Kopfstärke, 18 *mm* Stegstärke, 105 *mm* Fußbreite und pro laufenden Meter ein Gewicht von ca. 37 *kg*.

Schließlich ist auch eine größere Zahl von Schwellen pro Schienenlänge zur Verwendung gekommen, und zwar theils 15 Stück mit einer Maximalentfernung von 81·5 *cm*, theils 16 Stück mit einer Maximalentfernung von 76·0 *cm*. (Diese Gleiseanordnung ist auf Taf. VIII dargestellt.)

In weiterer Folge schlägt Rüppel vor*) — um den dem Stuhlschienen-Oberbau eigenthümlichen Vortheil der tieferen Einbettung der ganzen Construction und der daraus resultierenden größeren Stabilität auch dem breitfüßigen Schienen-Oberbau zu sichern, — starke, entsprechend geformte Unterlagsplatten in Anwendung zu bringen, wie solche auf den Preußischen Staatsbahnen bei den Kreuzungsweichen zur Ausgleichung der Höhe unter den Schienen des kreuzenden Gleises angeordnet sind.

Diese Platten sollen 50 *mm* stark werden, etwa 15 *kg* wiegen und mittelst 4 Schrauben an die Schwelle befestiget werden, während die Schienen auf den Platten mittelst Klemmplatten fixiert werden sollen.

Auf der Berliner Stadtbahn, welche bei ihrem überaus dichtem Verkehre zur Erprobung einer Oberbau-Construction ganz besonders

*) Centralblatt der Deutschen Bauverwaltung Nr. 1, Jänner 1891.

geeignet erscheint, wurde in neuerer Zeit eine Oberbau-Type eingeführt, welche, wenn sie sich bewährt, auf der ganzen Berliner Stadtbahn und auch auf anderen Preußischen Staatsbahn-Strecken mit besonders starkem Verkehre zur Anwendung gelangen soll.

Die Schiene dieser neuen Oberbau-Anordnung, welche auf Tafel IX dargestellt erscheint, hat ein Gewicht von 41 *kg* pro *m*.

Auffallend ist die große Breite des Kopfes, 72 *mm*, welche mit Rücksicht auf die bis dahin wahrgenommenen starken seitlichen Abnützungen derartig bemessen wurde.

Die Schwellen, welche früher 2·30—2·50 *m* lang waren, erhalten jetzt eine Länge von 2·70 *m*, wodurch erreicht werden soll, dass bei gleichmäßiger Unterstopfung der ganzen Schwelle, der Druck auf die Bettung unter den Schwellenenden ebenso groß sei, wie in der Schwellenmitte.

Eigenartig ist hier die Anordnung der Schienenstoß-Verbindung, — ein Brückenstoß nach demselben Principe, wie er von Fisher bei einigen Amerikanischen Bahnen eingeführt wurde. Derselbe wurde bereits an anderer Stelle (Seite 74) des Näheren beschrieben.

Ungeachtet dessen, dass mit Rücksicht auf die Kürze der Zeit, weitere Erfahrungen über die Erfolge aller dieser, zum Theile sich ergänzenden, zum Theile parallelen Maßnahmen zur Verbesserung des älteren Oberbaues noch nicht vorliegen, werden gegenwärtig schon von verschiedenen kgl. Betriebsdirectionen weitere Versuche durchgeführt, mit einer in allen Stücken wesentlich verstärkten Oberbauconstruction.*)

Die Schiene dieser letzteren Construction ist gleich der auf der Berliner Stadtbahn verwendeten, mit einer Kopfbreite von 72 *mm*, einer Höhe von 138 *mm*, einer Fußbreite von 110 *mm* und einem Gewichte pro Meter von 41 *kg*. Das Trägheitsmoment — bezogen auf die horizontale Schwerpunktachse — ist um 33 $^1/_3$% größer als jenes des alten Profils und beträgt 1352 cm^4. Die Schienenlänge von 9 *m* wurde beibehalten.

Zur Befestigung der Schienen auf den Schwellen werden Unterlagsplatten mit 3 Löchern und Schienenschrauben verwendet.

Die Stoßverbindung erfolgt mittelst Laschen, welche 20 % schwerer sind, als die bisher verwendeten. Die Anschlussflächen der Laschen sind am Kopfe von 11 auf 16 *mm*, und am Fuße der Schiene von 13 auf 22 *mm* erbreitert. Die Innen- und Außenlaschen, welche nach abwärts gebogene Schenkel erhalten, legen sich mit besonderen Absätzen zwischen die Stoßschwellen und zwischen die Unterlagsplatten, welch'

*) Vergleiche: Zeitschrift des Vereins der Deutschen Eisenbahn-Verwaltungen vom Jahre 1892, Nr 1. Oberbau der Preußischen Staatsbahnen.

letztere sie mit dem wagrechten Theile des Schenkels noch um ein Beträchtliches überragen.

Mit diesem überragenden wagrechten Theile übergreifen die längeren Innenlaschen auch das dem Stoße nächstgelegene Loch der Unterlagsplatte, über welchem sie — behufs Aufnahme des Schraubennagels — ausgeklinkt sind.

Diese Anordnung repräsentiert nicht nur eine ganz bedeutende Verstärkung der Stoßverbindung, sondern auch eine Verbesserung der Vorrichtung gegen das Wandern der Schienen.

Die Schwellen sind 2·7 *m* lang, und liegen, von Mitte zu Mitte gemessen, im Maximum 84·4 *cm*, am Stoß 56 *cm* weit von einander.

Auf den Sächsischen Staatsbahnen wurde in gleicher Weise zunächst unter Beibehaltung der vorhandenen Schienentype von 34·35 *kg* eine Verstärkung des Oberbaues in den Schnellzugsstrecken durch Schwellenvermehrung und Anwendung von Unterlagsplatten vorgenommen. Mit Rücksicht auf die noch weiter steigenden Anforderungen des Verkehres hat sich jedoch als zweckmäßig herausgestellt, zu kräftigeren Schienentypen zu übergehen. So kam eine Schiene zur probeweisen Anwendung von 43·97 *kg* und 56·51 cm^2 Querschnittsfläche.

Die Anordnung dieses, wie des bestandenen Oberbaues ist auf Tafel X dargestellt.

Die Schienenlänge ist 10 *m* und erhält 13 Schwellen zur Unterlage. Die Laschen sind Winkellaschen von 90 *cm* Länge und einem Gewichte von 17·94 beziehungsweise 16·37 *kg* pro Stück.

Die Unterlagsplatten sind ausgiebig stark. Charakteristisch ist die Form derselben, indem sie auf der inneren Seite eine Krämpe erhalten, mit welcher sie den Schienenfuß übergreifen und die Schiene festhalten.

Diese Krämpen greifen auch in die Ausklinkungen der Laschen, wodurch das Wandern der Schiene verhindert wird.

Die Befestigung auf den Schwellen geschieht auf der Innenseite mittelst Schraubennägeln, außen jedoch mittelst Doppelkopfnägeln, welche in die Laschenklinkungen eingreifen.

Österreich-Ungarn

Hier walten bezüglich der Hauptbahnen ähnliche Verhältnisse vor, wie in Deutschland.

Die Schienen haben eine Höhe von 125—128 *mm*, Kopfstärken von 57—59 *mm*, Stegstärken von 12—14 *mm* und Fußbreiten von 104—110 *mm*.

Das Gewicht beträgt pro laufenden Meter 33—35·3 *kg*, die Längen 7·5 bis 10·0 *m*, (letztere bei der Südbahn).

Die Schwellen, vorwiegend mit Chlorzink imprägniert sind 2·5 und 2·4 *m* lang und haben 25—30 *cm* untere Breite, 15—16 *cm* Höhe. Die Entfernung derselben beträgt am Stoß 47·4—60·0 *cm*, in der

Schienenmitte 86—97 *cm* von Schwellenmitte zu Schwellenmitte gemessen.

Die Laschen sind fast ausschließlich Winkellaschen.

Die Verwendung von Unterlagsplatten auf jeder Schwelle wird nach und nach allgemein.

Die Befestigung der Schienen auf den Schwellen erfolgt fast durchwegs mittelst Hakennägeln.

Das Gleisegewicht beträgt pro laufenden Meter 150 bis 166 *kg*.

Den Bedürfnissen des zunehmenden Verkehres, mit Rücksicht auf den Oberbau, wurde auch hier insoferne Rechnung getragen, als sich der Österreichische Ingenieur- und Architekten-Verein in Wien dieser Frage bemächtigte, und diesfalls ein eigenes Comité mit deren Prüfung und Studium betraute.

Das Resultat dieser Studien hat nun dieses Comité in einem besonderen Berichte am 2. Mai 1891 dem genannten Vereine vorgelegt.

In diesem Berichte wird der Anschauung Raum gegeben, dass das im Jahre 1892 vom Österr. Handelsministerium festgestellte einheitliche Schienenprofil mit 35·3 *kg* pro Meter (k. k. Österr. Staatsbahnen), bei einer Schwellendistanz von 80 *cm* und unter Anwendung von 2 Platten und 6 Nägeln auf jeder Schwelle, sowie auch die mit dieser Construction gleichwertigen ähnlichen Oberbausysteme, genügend stark sind, um Locomotiven von 7 Tonnen Raddruck mit einer Geschwindigkeit von 80 *km* per Stunde darauf verkehren zu lassen.

Ferner wurde bei der Erörterung der Frage über die constructive Durchführbarkeit einer Verstärkung der gegenwärtig in Verwendung stehenden Oberconstructionen von diesem Comité einstimmig anerkannt, dass eine nicht unwesentliche Verstärkung leicht erreichbar sei, wenn die Anzahl der Unterstützungen der Schienen entsprechend vermehrt würde.

Bei Einziehung einer weiteren Schwelle per Schienenlänge wird die Tragfähigkeit des Oberbaues um beiläufig 10% vergrößert, beziehungsweise die Material-Inanspruchnahme der Schienen um 10% vermindert, und außerdem wird durch die damit verbundene Vermehrung der Befestigungstellen eine bessere Befestigung der Schiene erzielt.

Schließlich wird in diesem Berichte die Mittheilung gemacht, dass die k. k. General-Direction der Österr. Staatsbahnen beabsichtige, noch im Laufe des Frühjahres 1891 eine Probestrecke mit einem pro Meter 43·0 *kg* schweren Querschwellen-Oberbau zur Ausführung zu bringen, dessen Tragfähigkeit bei 1000 *kg* Inanspruchnahme 11·67 *t*, somit 25% mehr betragen werde, als der mit der engeren Schwelleneintheilung versehene dermalige Oberbau auf den Staatsbahnen.

Diese von den Comité-Mitgliedern freudig begrüßte Initiative der Österr. Staatsbahnen veranlasste dasselbe zu dem Beschlusse, es sei in die

weiteren Berathungen über die gestellte Aufgabe der Construction eines Zukunfts-Oberbaues erst dann wieder einzugehen, wenn über diesen probeweise zur Ausführung kommenden neuen Oberbau Erfahrungen vorliegen werden.

Dieser Oberbau wird in einer Länge von 9 *km* theilweise mit Schienen von 10 *m* Länge, theilweise mit solchen von 15 *m* Länge zur Ausführung gelangen. Die Schienen erhalten zum Theile die gewöhnliche, stumpfe Stoßverbindung, zum Theile wird bei denselben — wie bereits an früherer Stelle mitgetheilt (Seite 73) — ein überplatteter Stoß nach Patent Rüppell & Kohn durchgeführt.

(Die Anordnung ist auf Tafel V skizziert.)

Gleichzeitig haben auch einige größere österr. Bahnverwaltungen selbständig Maßnahmen zur entsprechenden Verstärkung des Oberbaues ihrer Bahnstrecken getroffen. Der erste Schritt hiezu bestand ebenfalls vorerst in der Vermehrung der Schwellenanzahl, sodann in der Anordnung von Unterlagsplatten auf jeder Schwelle, wobei überdies dort, wo noch mit nur 2 Nägeln befestigte Platten in Verwendung standen, selbe fast durchwegs durch dreilochige ersetzt wurden.

Es sind dies insbesondere die k. k. Staatsbahnen, bei denen die bisher auf eine Schienenlänge von 7·5 *m* verwendete Schwellenzahl von 9 auf 10 erhöht wurde, wodurch sich die Maximal-Entfernung der Schwellen auf 80 *cm* reducierte; ferner die Ferdinands-Nordbahn, bei welcher sich zufolge einer Schwellenvermehrung von 11 auf 12 Stück per 9 Meter Schienenlänge eine Maximal-Schwellenentfernung von 78 *cm* ergab. (Tafel VI.)

Die Österreichische Nordwest-Bahn beschäftigt sich nebstdem seit längerer Zeit mit der Verbesserung der Befestigung der Schiene auf den Schwellen. Die diesbezüglichen bei der genannten Bahn versuchsweise getroffenen Anordnungen sind auf Seite 50 und Tafel VII angegeben.

Diese Versuche können gewiss im vorhinein besonders begrüßt werden, weil sie die Verbesserung des Gleises in einem Punkte anstreben, wo dasselbe am verbesserungsbedürftigsten ist, doch ist es mit Rücksicht auf die kurze Zeitdauer der Versuche dermalen noch nicht möglich, hierüber ein endgiltiges Urtheil abzugeben.

Der Vollständigkeit wegen sollen hier zum Schlusse auch noch die Oberbau-Constructionen der Englischen und der Amerikanischen Bahnen näher besprochen werden, und zwar einestheils, weil daselbst an die Bahngleise die größten Anforderungen gestellt werden, anderentheils, weil hier die Constructionen eine von den vorbesprochenen abweichende, eigenartige Ausbildung erfahren haben.

England. In England steht vorwiegend schwerer Stuhlschienen-Oberbau mit unsymetrischen Doppelkopfschienen (Bullheaded) in Verwendung. Der obere Schienenkopf hat eine größere, der durch den großen Verkehr

bedingten, rascheren Abnützung angemessene Stärke, und zwar 56—72 *mm*, zumeist 64—66 *mm*.

Die Schienenhöhe variert von 129 bis 143 *mm*, durchschnittlich 135 bis 140 *mm*.

Die Stegstärke ist zwischen 16—22, zumeist 18—19 *mm*.

Die für das Material der Schienen vorgeschriebene Festigkeit ist im Mittel 60 bis 70 *kg* pro mm^2.

Das Gewicht der Schiene geht niemals unter 39 *kg*, erreicht manchmal 45 *kg*, am häufigsten beträgt dasselbe 42—43 *kg* pro Current-Meter.

Infolge dieses großen Gewichtes und der hieraus resultierenden Tragkraft biegt sich auch die Schiene nur wenig oder gar nicht unter der Last durch, weshalb sich auch bei großen Geschwindigkeiten Stöße und Rütteln nicht wahrnehmbar machen.

Die Schienenlängen betragen 6·40 *m* bis 9·14 *m*; zumeist ist die letztere Länge gebräuchlich.

Stellt man einen Vergleich der Abmessungen dieser Schienen mit jenen am Continent üblichen Schienenprofilen an, so fällt zunächst ins Auge, dass die Englischen Stuhlschienen erheblich stärkere Breitenmaße besitzen, nämlich bis 72 *mm* Kopf- und 19 *mm* Stegstärke, eine Thatsache, welche nicht nur in dem constructiven Bedürfnisse, sondern auch in der Rücksichtnahme auf die Erzeugung von guten, härteren Schienen ihre Begründung zu finden vermag; da es doch erwiesen und durch Erfahrung erhärtet ist, dass die für die Dauerhaftigkeit und Verlässlichkeit der Schienen so überaus nothwendige Homogenität des Schienenmaterials wesentlich davon abhängt, dass die einzelnen Profilpartien nicht so schwach dimensioniert werden, dass nicht etwa innerhalb des Profiles während des Walzprocesses, beziehungsweise bei der nach demselben eintretenden Abkühlung, ungünstige innere Materialspannungen entstehen.

Ferner liegt eine nicht unwesentliche Differenz zwischen den Englischen und vielen sonstigen Schienenprofilen darin, dass die Neigung der Anschlussflächen der Laschen schon seit der ersten Zeit ihrer Anwendung viel steiler angeordnet ist, als anderwärts.

Der Schienenstoß ist allgemein ein schwebender mit zwei sehr nahe aneinander gelegenen Stützen.

Die Laschen haben zumeist ein starkes und derart construiertes Profil, dass sie zusammen nahezu den ganzen unteren Schienenkopf umfassen; ihr Gewicht beträgt bis 20 *kg*. Vier Schrauben verbinden die beiden Laschen und die Schiene miteinander; zur Fixierung der Schraubenmuttern werden vielfach Grover'sche Ringe verwendet.

Die Stühle haben eine große Basis; das Gewicht derselben ändert sich je nach der auf der betreffenden Bahnlinie vorkommenden Inanspruchnahme des Gleises und beträgt 14·5 bis 29·5 *kg*, gewöhnlich 18 *kg*.

Die Schienen werden in den Stühlen durch Keile aus hartem, kreosotiertem Holze befestigt, welche in der Richtung eingetrieben werden, aus welcher die natürliche Spannung durch das Passieren des Zuges hervorgeht; diese Keile sind circa 0·4 *kg* schwer.

Die Befestigung der Stühle auf den Schwellen erfolgt mittelst Nägel von viereckigem oder rundem Querschnitte oder mittelst Schraubennägel.

Die Schwellen sind nahezu ausschließlich von rothen, baltischen, mit Creosot imprägnierten Tannenholz, 2·71 bis 2·74 *m* lang und haben vorwiegend rechteckigen Querschnitt (0·253—0·300 *m* Breite und 0·120 bis 0·150 *m* Stärke).

Die verbreitetsten Dimensionen sind 2·736—0·253—0·126 *m*.

Die mittlere Dienstdauer der Schwellen beträgt im unimprägnierten Zustande 10, mit Creosot imprägniert 16 Jahre.

Die Entfernung der Schwellen von Mitte zu Mitte ist am Stoße 0·6 bis 0·65 *m*, bei den Zwischenschwellen Maximum 0·85—0·91 *m*.

Das Gewicht des Englischen Gleises auf den Hauptlinien beträgt pro laufenden Meter:

auf der	Great Western	208 *kg*
	Great Eastern	214 „
	South Eastern	215 „
	London-Chatham-Dover	216 „
	Great Northern	219 „
	London North-Western	220 „
	London South-Western	221 „
	Midland	227 „
	North-London	236 „
	Caledonian Ecosse	251 „
	Metropolitain	272 „

Im Durchschnitt sonach 227 *kg*, welche Ziffer von den andernorts angewendeten Gleisetypen nirgends erreicht wird.

Von den eben angeführten Gleisetypen repräsentieren diejenigen der Midland-Bahn und der London-North-Western ziemlich das obige Durchschnittsgewicht und so ziemlich die Durchschnittstypen der Englischen Gleise, und sollen aus diesem Grunde nachstehend näher beschrieben werden.

Die Midland-Bahn geht von dem großen St. Pancras-Bahnhofe in London und dem daneben gelegenen zweigeschossigen Güterbahnhofe aus. Dieselbe umfasst ein Bahnnetz von 2257 *km*, wovon 624 *km* eingleisig, 1470 *km* zwei-, 37 *km* drei- und 126 *km* viergleisig sind und ist eine der großen, von zahlreichen und mit großer Geschwindigkeit verkehrenden Zügen, befahrenen Linien. Die Schiene der Midland-Bahn ist eine unsymetrische Doppelkopfschiene mit einer Kopfbreite von

67 *mm*, einer Höhe von 143 *mm* und einer Stegstärke von 18 *mm*. Die Länge der Schiene beträgt 9·144 *m*, das Gewicht 42·2 *kg* pro *m*.

(Auf Tafel XV ist die auf der Midland-Bahn verwendete Oberbautype dargestellt.)

Die beiden Laschen umfassen den unteren Schienenfuß mit entsprechender Krümmung nahezu vollständig, jedoch ohne die Schiene außer an den Anschlussflächen weiter zu berühren. Sie sind 130 *mm* hoch, 19 *mm* stark, 46 *cm* lang und mit 4 Schraubenlöchern versehen und beträgt das Gewicht 18·1 *kg* pro Stück. Die Schraubenbolzen haben 22 *mm* Durchmesser, 114 *mm* Länge, vierkantige Muttern. Ein Bolzen mit Mutter wiegt 0·68 *kg*.

Die gusseisernen Stühle sind in ihren Formen constructiv sehr gut ausgebildet, 184 *mm* breit und 330 bis 394 *mm* lang, haben am Rand 38, unmittelbar unter dem Schienenauflager aber 44·5 *mm* Stärke und wiegen pro Stück 22·68 *kg*; der Stuhl umfasst die Schiene mit zwei 82·5 *mm* breiten Backen, wovon die äußere, welche den Keil aufnimmt, bis 32 *mm* und die innere nur bis 60 *mm* unter Schienenoberkante hinaufreicht.

Die Backen sind in der Mitte durch eine 15 *mm* breite, nur wenig vortretende Rippe verstärkt und an den Innenkanten abgerundet, um die Holzkeile nicht zu beschädigen.

Die Befestigung des Stuhles auf den Schwellen geschieht durch je zwei eiserne Nägel und zwei Dübel aus Eichenholz, welche einander diagonal gegenüberstehen.

Der Grund dieser Anordnung ist der, dass die Holzdübel dem Losrütteln durch die gewöhnlichen Erschütterungen am besten widerstehen, während die Eisennägel die Sicherheit gegen besonders starke Stöße bieten. Beide Gattungen von Nägeln sind cylindrisch, haben zugespitzte Enden und werden 114 *mm* tief in die Schwellen eingetrieben. Die Löcher werden alle vorgebohrt.

Die Eisennägel werden ebenso wie die Laschenbolzen vor dem Gebrauche in Theer getaucht, die Holzdübel nach dem Eintreiben oben mit Theer vergossen.

Die Keile sind aus Eichenholz, welches vor dem Gebrauche sehr stark gepresst wird. Sie sind 178 *mm* lang, prismatisch, ohne jede Verjüngung.

Die Keile werden an der Außenseite der Schiene und zwar in der Richtung des Fahrens, wo solche feststeht, eingetrieben; die äußere Seitenfläche derselben ist wie die entsprechende Anschlussfläche des Stuhles senkrecht, während die dem Schienensteg zugekehrte Seite des Keiles, wie die auf der inneren Seite der Schiene unmittelbar anstoßende Fläche des Stuhles die Schienen-Neigung (1 : 22) erhält.

Die Schwellen sind 2·72 *m* lang, 12·7 *cm* stark und 25·4 *cm* breit, und wenn sie einen trapezförmigen Querschnitt haben, so wird die breite Fläche nach oben gelegt.

Die Zahl der Schwellen auf eine Schienenlänge von 9·144 *m* beträgt 11 und ist die Vertheilung derart, dass die Schwellen im Maximum 91·4 *cm* und am Stoße 66·5 *cm*, von Mitte zu Mitte gemessen, weit von einander liegen.

Gegen das Wandern der Schienen sind besondere Mittel nicht angewendet, weil ein solches hier in der Regel gar nicht vorkommt. Nichtsdesto weniger sind die Laschen so lang, dass sie sich gegen den Stuhl anstemmen können.

Die Bettung zwischen den Schienen, d. i. innerhalb des Gleises reicht bis zur Schwellenoberkante; an der Außenseite des Gleises soll sie jedoch bis zur Oberkante der Keile hinaufreichen, um diese vor dem directen Einflusse der klimatischen und Witterungsverhältnisse zu schützen.

Der Entwässerung des Planums wird eine große Sorgfalt gewidmet.

Eine etwas abweichende Anordnung zeigen die Gleise der London-North-Western-Bahn.

Auf diesem 2941 *km* umfassenden Bahnnetze mit 626 *km* eingleisigen, 2059 *km* zwei-, 47 *km* drei- und 209 *km* viergleisigen Linien, wird ebenfalls ein außerordentlich starker Verkehr bewältigt. Auf manchen Strecken der Hauptlinie verkehren täglich 150—200 Züge auf jedem der Gleise. Die größte Last eines Triebräderpaares der hier in Verwendung stehenden Locomotiven beträgt 33600 ℔ engl. = 15·2 Tonnen und die schwerste Maschine der Hauptlinie hat ein Gewicht von 95200 ℔ engl. = 43·2 Tonnen auf 3 Achsen vertheilt.

Die Schiene ist ebenfalls eine unsymetrische, Bullheaded Schiene von 139·7 *mm* Höhe, der Kopf ist 69·9 *mm* der Steg 20·6 *mm* stark. Das Gewicht beträgt 90 ℔ pro Yard, beziehungsweise 44·6 *kg* pro Meter.

Die Laschen für den schwebenden Stoß sind wie bei den Englischen Bahnen überhaupt kräftig, von mäßiger Länge, niemals über 24″. *)

Der starke gusseiserne Stuhl hat ein Gewicht von 20.412 *kg*, eine Breite von $8^1/_4$″ und eine Länge von 1′ $2^3/_8$″. Die Backen des Stuhles sind, wie bei der Midland-Bahn, ungleich hoch. Die äußere Backe, welche den Keil festzuhalten hat, erhält an der inneren, der Schiene zugekehrten Seite Rippen, welche ein besseres Festhalten des Keiles bezwecken sollen. Die Breite dieser Backen ist an ihrem oberen Rande $4^3/_8$″.

Die Befestigung des Stuhles geschieht bei der Verlegung erst mit einem cylindrischen und einem Schraubennagel, während die Ein-

*) 1 Zoll englisch = 25·4 *mm*.

bringung der beiden anderen Nägel in der Regel erst dann erfolgt, wenn sich die erstangebrachten zu lockern beginnen.

Der konische obere Theil des Schraubennagels schließt nicht direct an den Stuhl an, sondern an einen eichenen Ring, welcher die Ausfütterung des im Stuhle befindlichen Schraubenloches bildet. In gleicher Weise wird zwischen Stuhl und Schwelle ein getheertes Stück Filz oder Pappendeckel eingelegt, um daselbst etwaige Unebenheiten auszugleichen, die Nässe fernzuhalten und das Gleise elastischer zu machen.

Der aus gepresstem Eichenholz angefertigte Keil wird an der äußeren Seite der Schienen eingetrieben. Versuchsweise wurden bei den Gleisen der London-North-Western-Bahn auch Keile von Stahl eingeführt.

Die Schwellen sind auch hier vorwiegend imprägnierte baltische Tannenschwellen. Es hat aber die London-North-Western-Bahn auch eine größere Anzahl (circa 55000 Stück) eiserne Schwellen, d. i. eisernen Oberbau nach dem System ihres Maschinen-Ingenieurs F. W. Webb verlegt. Diese eisernen Schwellen sind 9′ lang, 10″ breit und 5″ hoch und liegen, von Mitte zu Mitte gemessen, ungefähr 36″ weit von einander.

Die Gleiseanordnung mit hölzernen Schwellen ist auf Tafel XVI dargestellt.

Wie bei den meisten anderen Englischen Bahnen werden auch hier nicht allein die Schwellen vollständig mit Bettungsmaterial bedeckt, sondern es wird das Gleise derart verfüllt, dass die Bettung an der Außenseite des Gleises bis nahezu zum Schienenkopf hinaufreicht. Die Mächtigkeit des Schotterbettes beträgt circa 10—12.″

Diese größere Mächtigkeit schützt dann sowohl die Schwellen wie die Bettung selbst vor directen Einwirkungen der Witterungsverhältnisse, insbesondere aber auch vor jenen eines mäßigen Frostes, und verhütet in Verbindung mit guter Entwässerung jede Störung des Oberbaugefüges durch Frost.

Einige Schottische Linien, z. B. die North-British verfüllen ihr Gleise nur bis zur Schwellenoberfläche; als Gründe hiefür werden die leichtere Zugängigkeit der Befestigungsmittel und hauptsächlich Ersparnis an Bettungsmaterial angegeben.

Gegen das Wandern der Schienen sind auch hier keine besonderen Vorkehrungen getroffen und erfahrungsgemäß auch keine erforderlich.

Was nun die Leistungsfähigkeit der Englischen Gleise anbelangt, so ist allgemein bekannt, dass hier der Verkehr jenen anderer Länder, sowohl in Hinsicht der Dichtigkeit, als auch der Schnelligkeit ganz wesentlich überragt, ohne dass dadurch die Betriebssicherheit eine Einbuße erleiden würde.

Die folgende Zusammenstellung enthält einige diesbezügliche Daten, wie sie der Statistik des Vereines der Deutschen Eisenbahn Verwaltungen und der officiellen Statistik der Englischen Bahnen für das Jahr 1888 entnommen werden konnten, und welche bei Berücksichtigung der Tabellen auf Seite 131 und 134 die oben ausgesprochene Anschauung vollkommen bestätigen.

Post-Nr.	Bahngebiet	Bahnlänge auf 100 Km abgerundet	Millionen Zugs Kilometer	Schienenbrüche. Hiebei Unfälle im Ganzen	pr. 100 Km	pr Mill. Zugs Kilometer	Entgleisungen Unfälle im Ganzen	pr. 100 Km	pr Mill. Zugs Kilometer	Ganzen	pr. 100 Km	pr Mill. Zugs Kilometer
							im Jahre 1888					
I.	*Bahnen des Vereines der Deutschen Bahnverwaltungen*											
1.	Deutsche Bahnen											
2.	Österr.-Ung. Bahnen											
3.	Andere Vereinsbahnen											
	Zusammen											
II.	Englische Bahnen											

erscheinen verhältnismäßig sogar noch bedeutend geringer, wie dessen schon erwähnt worden ist. Thatsächlich muss es beim Befahren der Bahnen in England auffallen, dass man sehr große Strecken passiert, ohne von irgend einer Arbeit am Gleise etwas zu merken. Auch macht der Oberbau keineswegs den Eindruck, als ob viel daran gearbeitet würde; derselbe scheint vielmehr alle Anzeichen der Dauerhaftigkeit zu besitzen.

Eine rigorose Prüfung aller dieser Momente, beziehungsweise ein strenger, objectiv durchgeführter Vergleich zwischen dem Stuhl- und breitfüßigen Oberbau könnte vielleicht die Überraschung bieten, dass sich der erstere trotz seiner angenommenen größeren Anlagekosten, mit Rücksicht auf den Factor der Erhaltung, besser und ökonomischer bewähre, als der letztere.

In diesen so günstigen Ergebnissen ist denn auch der Grund zu suchen, weshalb man in England mit der bekannten Zähigkeit an dem Stuhlschienen-Oberbau festhält und denselben nur nach der Seite der Gewichtserhöhung weiter ausgebildet hat, dagegen aber von allen Versuchen mit anderen Grundformen des Gleisegestänges immer bald wieder zurückgekommen ist.

Amerika. Die eigenartigen Verhältnisse Amerika's haben von selbst dahin gewirkt, dass die allmähliche Ausbildung der Gleise-Constructionen, mehr als irgend wo anders, von den an sie gestellten Anforderungen maßgebend beeinflusst wurde. Anfangs, so lange die Bahnen zum Hervorrufen, beziehungsweise zur Schaffung eines gewissen Verkehres dienen, erhalten sie eine mehr oder weniger provisorische Anordnung, welche sich mit dem Wachsthum desselben nach und nach vervollkommt.

Auf den Hauptlinien, die schon länger im Betriebe sind und bereits einen entsprechenden Verkehr haben, lassen die Fortschritte in der Ausbildung der Gleiseconstructionen nichts zu wünschen übrig, und werden hier die auf dem Europäischen Festlande erzielten Resultate theils erreicht und vielfach noch überholt.

Auf einer großen Zahl der Linien gleichen die Geschwindigkeiten den größten in England vorkommenden; der Verkehr ist ebenfalls bedeutend entwickelt und übertrifft vielfach jenen auf den meist beanspruchten Bahnen des Europäischen Continentes.

Auf allen Gleisen der Bahnen Amerikas, welche zusammen 317925 *km* Länge (1889) repräsentieren, ist ausschließlich die breitfüßige Schiene in Verwendung, ihr Gewicht variert von 25—35 *kg*.

Als eine Eigenthümlichkeit der Amerikanischen Schienentype ist hervorzuheben, dass die Basis der Schiene in allen Fällen größer oder

zum mindesten gleich ist der Höhe derselben, wodurch die Schiene an Stabilität gewinnt.

Die Länge der Schiene ist dieselbe, wie in England, 9·15 *m*; die Werke erzeugen zwar die Schienen zumeist in dreifacher Normallänge, so dass man diese beliebig vergrößern könnte, indes ist die Länge auf 9·15 *m*, wegen der nöthigen Dilatation, beschränkt, welche mit Rücksicht auf jene Regionen in Amerika, wo Temperaturunterschiede bis zu 80° vorkommen, viel größer angenommen werden muss, als auf dem Europäischen Continente.

Die Stöße sind schwebend, die Laschenverbindungen kräftig, wie überhaupt der Laschenverbindung in Amerika eine ganz besondere Aufmerksamkeit zugewendet wird. In neuester Zeit werden vielfach schon die auf Seite 74 beschriebenen Brückenstoß-Anordnungen nach dem Systeme von Fisher und anderen in Anwendung gebracht, und darauf ganz bedeutende Hoffnungen gesetzt, sowohl rücksichtlich der Vermehrung der Betriebssicherheit, wie rücksichtlich Reducierung der Erhaltungskosten der Gleise.

Die besondere Charakteristik der Amerikanischen Gleise ist die Anwendung einer viel größeren Zahl von Schwellen als in anderen Ländern, wodurch eine größere Steifigkeit des Gleises erzielt wird. Diesem, in localen Verhältnissen, nämlich in dem großen Holzreichthume, begründeten Umstande mag auch zuzuschreiben sein, dass hier im Gegensatze zu England, bisher an dem breitbasigen Systeme festgehalten wird.

Die Schwellen sind zumeist von hartem Holze, 2·7 *m* lang, 20—25 *cm* breit. Die Entfernung von Mitte zu Mitte überschreitet niemals 60 *cm* bei den Zwischenschwellen und ist bei den Stoßschwellen noch geringer. Man kann annehmen, dass die Schienen nahezu zur Hälfte auf Holz aufliegen und nur zur Hälfte frei sind.

Das Gewicht des Gleises wird sodann ungeachtet des geringeren Schienengewichtes ziemlich groß, dasselbe beträgt pro laufenden Meter zusammen 216 *kg*.

Das sanfte und gute Befahren der Gleise in Amerika hat aber seine Ursache nicht so sehr in der durch diese Anordnung erreichten Steifigkeit des Gleises, als vielmehr in der Construction der Fahrbetriebsmittel. Die hier bei den Fahrbetriebsmitteln allgemein angewendeten Drehgestelle gestatten den Rädern sich überall in das Gleise vortheilhaft einzustellen, selbst in Krümmungen von weniger als 200 *m* Halbmesser. Die Einstellung der Räder einzelner Achsen in die von dem Gleise beanspruchte richtige Lage erfolgt mit einem schwachen Stoß, welcher die Schiene nur in der geringsten Weise beansprucht, während die Räder der anderen Achsen mit ihrer vollen Belastung auf der Schiene stehen, und dieselbe in ihrer richtigen Lage festhalten. Auf diese Weise sichern sich, beziehungsweise vervielfachen die Fahrbetriebsmittel selbst bei

ihrer Vorwärtsbewegung die Stabilität des Gleises, während die Stöße steifer, gar nicht oder nur schlecht gelenkiger Fahrbetriebsmittel, eine der wesentlichsten Ursachen der Zerstörung des solidesten Gleises bilden.

Ungeachtet der Vortheile, welche aus der Verwendung eines nicht steifen Fahrparkes, sowie eines durch eine größere Zahl von Schwellen wesentlich verstärkten Gleises hervorgehen, haben aber die Amerikanischen Bahnverwaltungen mit Rücksicht auf die Vermehrung der Geschwindigkeit, welche ihnen durch commercielle Rücksichten auferlegt werden, in letzterer Zeit sich ebenfalls entschlossen, durch Anwendung schwererer Schienen die Widerstandsfähigkeit ihrer Gleise zu erhöhen.

Die Philadelphia- und Reading-Eisenbahn geht mit derartiger Gleiseverstärkung voran, und verwendet neuester Zeit für ihre Gleise Schienen von 37·7 *kg*; (nächst Newyork, wo sie einen ganz bedeutend starken Verkehr aufzunehmen hat, sogar von 44·6 *kg*.) pro laufenden Meter. Diese Schienen liegen auf Holzschwellen, welche von Mitte zu Mitte im Maximum 56 *cm* von einander entfernt sind. Die schwebenden Schienenstöße erhalten starke Winkellaschen, welche mittelst Schrauben mit der Schiene und untereinander verbunden werden. Das Gleise hat ein Gewicht von 248 *kg* pro Meter.

Die New-York-Central- und Hudson-River-Eisenbahn hat Schienen von 39·7 *kg*, die Pennsylvania-Bahn solche von 42·3 *kg* pro Meter, alles Profile, welche den früher verwendeten von durchschnittlich 30 *kg* weit überlegen sind. Nichtsdestoweniger werden aber noch weitere Verstärkungen vorgeschlagen; so jene von Sandberg, welcher Schienen von 50 *kg* pro Meter verwendet wissen will.

Mit dieser Schienentype werden auf einigen verkehrsreichen Strecken Versuche gemacht, in gleicher Weise mit einer später von Sayre construierten, ebenfalls circa 50 *kg* schweren Schiene. Entsprechend diesen außerordentlich starken Schienenprofilen ist auch die ganze andere Oberbauanordnung, die Befestigung auf den Schwellen, die Laschenverbindung u. s. w. in sehr kräftigen Formen gehalten.

Ein ganz besonderer Fortschritt in der Ausbildung des Amerikanischen Oberbaues ist aber aus neuester Zeit zu verzeichnen, nämlich die versuchsweise Verwendung des Stuhloberbaues, nach der für die London-North-Western-Bahn von Webb aufgestellten Type.

Die Verwaltung der Pennsylvania-Bahn, deren Linien eine Länge von circa 1000 *km* besitzen und die Städte New-York und Philadelphia mit den großen Städten des Westens verbinden, hat beschlossen, auf der Linie Pittsburg-Philadelphia versuchsweise 2 Meilen Gleiselänge mit Stuhlschienen nach dem genannten Englischen System zu legen, und zwar zur Hälfte mit Holzschwellen, zur Hälfte mit eisernen Schwellen.

Die Linie, auf der sich die zu dem Versuche ausgewählten Strecken befinden, hat einen sehr starken Verkehr, von [illegible] Zügen täglich. Die zur Beförderung der [illegible] verwendeten Maschinen haben sämmtlich 3 gekuppelte Achsen, wiegen [illegible] und beträgt die Last auf der Hauptachse [illegible]. Beide Versuchsstrecken befinden sich [illegible] in gleichen Verhältnissen, und sind die letzteren auch für die Nebenbarstrecken so ziemlich die gleichen.

Man wird also die beiden [illegible] eine mit Holzschwellen und [illegible] allein unter sich, sondern auch mit den benachbarten Amerikanischen Gleisen vergleichen können.

Rücksichtlich dieser in Amerika [illegible] Bestrebungen kann behauptet werden, dass hier mit bester Vorsicht [illegible] das möglichste Anwachsen der Zugsgeschwindigkeit und auf die Verkehrsvermehrung Bedacht genommen wird, [illegible] die sonst allgemein [illegible] Bestätigung, dass das relativ schwere [illegible] heit des Gleises [illegible] Anordnung solcher Gleise noch mehr [illegible] Rücksichtnahme auf die Ökonomie des Betriebes geboten erscheint. Das relativ schwere Gleise vermindert entschieden die Kosten der Zugförderung, der Gleiseerhaltung und der Erhaltung der Fahrbetriebsmittel.

Einen Vergleich der Erhaltungskosten der Amerikanischen Gleise mit jenen in England [illegible] zuzustellen, begegnet insoferne großen Schwierigkeiten, als in Amerika die Eisenbahn-Verhältnisse, die Fahrbetriebsmittel, die Materialpreise, Lohnverhältnisse, die Verwaltungs- und die sonstigen [illegible] Verhältnisse, überhaupt alle Momente, welche auf die Erhaltungskosten von Einfluss sind, von den in anderen Ländern herrschenden diesbezüglichen Verhältnissen in hohem Maße abweichen.

Schlusswort.

Die in Vorstehendem gegebene Darstellung der verschiedenen in Verwendung stehenden Gleistypen im Zusammenhalt mit den in den Tafeln I und II enthaltenen maßgebenden statischen Werten zeigt, dass, insoferne lediglich die Tragfähigkeit des Gleises in Betracht gezogen wird, diese bisher üblichen Constructionen den an sie gestellten Anforderungen entsprechen, und daher in dieser Richtung ihre Verstärkung nicht urgent erscheint.

Wenn nun trotzdem eine solche, wie angeführt wurde, allenthalben den Gegenstand eingehender Erörterungen bildet, so sind die Beweggründe hiefür in anderen Momenten zu suchen. Einestheils ist es die Absicht unter Umständen noch höhere Fahrgeschwindigkeit zulässig zu machen, anderentheils das Bestreben die Kosten des Betriebes im Allgemeinen möglichst herabzusetzen, welche eine Erhöhung der Widerstandsfähigkeit des Oberbaues auf Kosten eines Superplus an Tragfähigkeit als erwünscht erscheinen lassen, indem erfahrungsgemäß ein starker und in seinem Gefüge fester Oberbau die Erhaltungskosten für den letzteren selbst, wie auch jene für Zugförderung und Erhaltung der Fahrbetriebsmittel herabzumindern vermag.

Die in dieser Richtung verfolgten Bemühungen zeigen daher die Tendenz dem Oberbau eine längere Dauer zu sichern, d. i. seine Abnützung, vornehmlich jene der Schiene einzuschränken, dann nach Maßgabe der zunehmenden Fahrgeschwindigkeiten eine größere Stabilität der Gesammtconstruction zu erreichen.

In ersterer Hinsicht wird als Mittel eine größere Dimensionierung des Schienenkopfes angesehen, welche denn auch bis zu Schienenkopfbreiten von 72 *mm* geführt hat; in letzterer Beziehung wird zunächst zur Vermehrung der Schienenunterlagen gegriffen; bei erhöhter Inanspruchnahme die Verstärkung des Schienenprofils vorgenommen, während dort, wo sich überdies der nachtheilige Einfluss besonders erhöhter Fahrgeschwindigkeit noch mehr geltend macht, diesem durch Anwendung allerlei, mitunter complicierter Befestigungsanordnungen zu begegnen getrachtet wird. Diese letzteren sind so zahlreich und mannigfaltig, dass es kaum möglich ist alle anzuführen, weshalb sich hier bloß auf die Erwähnung jener Typen, welche eine allgemeinere Verwendung gefunden haben, beschränkt werden musste.

Sicher und zielbewusst scheint in dem Chaos so verschiedenartiger Verbesserungsversuche der in England beobachtete Vorgang zu sein, allwo zähe und unentwegt an der ursprünglichen Grundtype festgehalten, und den gesteigerten Anforderungen des Verkehres, und zwar eines im Vergleich mit anderen Staaten auf das Höchste gestiegenen Verkehres, lediglich durch die Verstärkung der Schienen entsprochen wird. Für den Wert dieser Lösung der Oberbaufrage spricht außer den erzielten Resultaten insbesondere auch der Umstand, dass in der letzten Zeit, selbst in Amerika, der Heimat des breitfüßigen Oberbaues, auf Grund der Englischen Resultate, die Anwendung des Stuhloberbaues in Erwägung gezogen und auch versucht worden ist, trotz der in Amerika bestehenden, das bessere Einstellen in die Gleise bezweckenden Locomotiv- und Wagenconstructionen, und trotz des großen Holzreichthums, welcher die Schienenunterlagen erheblich ohne große Opfer zu vermehren ermöglicht, wo also die Verhältnisse für den breitfüßigen Schienen-Oberbau weit günstiger sind, als in Europa.

Damit will aber keineswegs gesagt sein, dass behufs zweckmäßiger Lösung der Frage über die Verstärkung des Oberbaues, etwa die allgemeine Einführung des Stuhloberbaues als ein Universalmittel anzusehen wäre. Es wäre unrichtig, die zunächst liegenden Verhältnisse zu übersehen und nicht in Übereinstimmung mit den daraus folgenden Bedürfnissen zu handeln. Vielmehr ergeben sich aus den gewonnenen, hier des Näheren besprochenen Erfahrungen und an der Hand der in den Tafeln I und II zusammengestellten Daten nachstehende Schlussfolgerungen:

Bei schwächerem Verkehre und ebensolchen Raddrücken, wo bei entsprechender Zahl von Unterstützungen eine Schienen-Type von 30—32 *kg* Gewicht pro *m* mit normalen Befestigungsmitteln genügt, — eine richtige Construction des Schienenprofiles vorausgesetzt — ist die Beibehaltung der in diesem Falle ökonomischen, breitbasigen Schienen-Oberbauconstructionen vorzuziehen.

Dies ist auch der Fall bei einer entweder aus Anlass einer Verkehrssteigerung oder behufs Einschränkung der Schienenauswechslung infolge Abnützung als nothwendig sich ergebenden Verstärkung des Schienenprofils bis 40, bezw. 42 *kg* pro *m*, solange die angewendete Fahrgeschwindigkeit es gestattet mit den gewöhnlichen, einfachen Befestigungsmitteln das Auslangen zu finden.

Handelt es sich aber um große Fahrgeschwindigkeiten, so dass behufs Erreichung der erwünschten Stabilität, beziehungsweise Steifigkeit des Gleises einfache Befestigungsmittel nicht mehr genügen, und kräftigere derartige Anordnungen in Gebrauch kommen müssen, welche mit Rücksicht auf die für diese Zweke weniger geeignete Querschnittsform der breitfüßigen Schiene zu Dispositionen führen, die füglich für con-

structive Ausschreitungen angesehen werden dürfen, alsdann scheint man an eine Grenze gelangt zu sein, wo die Wahl eines anderen Oberbausystems noththut, dessen Hauptträger aber nicht mehr die breitfüßige Schiene sein kann. Dies wird dann umsomehr dort der Fall sein, wo bei zunehmender Anzahl von verkehrenden Zügen die Intervalle zur Durchführung der nöthigen Erhaltungsarbeiten immer kürzer werden, so dass man sich bei Aufrechthaltung des breitfüßigen Oberbausystems, eventuell vor die Lösung einer anderen großen financiellen Frage — der Vermehrung der Gleise, eventuell Anlage von Doppelgleisen — gestellt sieht.

Bei Eintritt solcher Verhältnisse wird es am Platze erscheinen, dem Stuhloberbau den Vorzug einzuräumen, der nicht nur statisch verlässlicher, sondern — in solchem Falle — sich auch ökonomischer erweist, und zwar sowohl betreffs der Kosten seiner Erhaltung, wie auch betreffs jener der ersten Anlage.

Wird nämlich die auf Seite 145 aufgenommene Tabelle in Rücksicht gezogen, oder werden die Kosten des Oberbaues mit sogenannten Goliath-Schienen auf den Belgischen Bahnen (17.700 fl. ö. W. pr *km*) mit den Kosten des nach eigener Anschauung Sandberg's technisch gleichwertigen Oberbaues in England mit Stuhl-Schienen von 40 *kg* Gewicht pro Meter (ca. 16.300 fl. ö. W. pr. *km*) verglichen,*) so ergibt sich, dass, um die Verstärkung eines Oberbaues in allen seinen Theilen auf das Maß der oben gedachten Widerstandsfähigkeit zu bringen, es in jeder Beziehung zweckmäßiger wäre, sich des Stuhloberbaues zu bedienen.

Worin liegt aber dann der Grund für die Verbannung des Stuhloberbaues in beinahe allen Ländern mit Ausnahme Englands und Frankreichs?

Hierauf gibt es nur eine Antwort: Es ist dies die traditionelle Anschauung, welche wie so oft anderweitige Erfahrungen gerne bei Seite zu legen pflegt.

In Österreich z. B. war anfänglich ebenfalls Stuhloberbau eingeführt. Würde nun dieser Oberbau mit dem gegenwärtigen verglichen werden, so würde man staunen, wie es gewagt werden konnte auf demselben, trotz seiner so geringen Dimension, als Maximal-Geschwindigkeit diejenige von 45·5 *km* zu gestatten; auf einem Oberbau, der aus 20·72 *kg*

*) Bei Zugrundelegung der gegenwärtig gangbaren Einheitspreise; und zwar:

1 Tonne Schienen	100	fl. ö. W.
1 „ Kleineisenzeug, Laschen, Platten, durchschnittlich	120	„ „ „
1 „ Bolzen, Nägel, durchschnittlich	200	„ „ „
1 „ gußeiserne Stühle	80	„ „ „

ergeben sich die Kosten für den Oberbau mit Goliath-Schienen, wie er auf den Belgischen Staatsbahnen besteht, für 1 Kilometer Gleis mit 17.700 fl., für den Stuhlschienen-Oberbau auf der Midlandbahn für 1 Kilometer Gleis mit 16.300 fl.

pro *m* schweren, 3·16—5·54 *m* langen Schienenstücken bestand und dessen gesammtes Eisengewicht pro laufenden Meter 61·65 *kg* betrug. Gleichwohl waren auch die Locomotiven, welchen dieser Oberbau entsprach, nur 17 Tonnen schwer, und betrug der Raddruck 3·65 Tonnen.

Später stieg das Gewicht der Locomotive, um den Bedürfnissen zu entsprechen, auf 19 Tonnen, vom Jahre 1847 an bis 1855 auf 25·35 bis 30·5 Tonnen und der Raddruck von 4·75 bis 5·65 Tonnen. Die Wahrnehmungen, dass bei solchen Änderungen im Locomotivbau der bestandene Oberbau sich nicht weiter bewähren könne, blieben selbstverständlich nicht aus.

Es wurden jedoch weder Verstärkungen am letzteren im Sinne der Beibehaltung des Systems, noch weniger aber durchgreifende Verbesserungen desselben vorgenommen, vielmehr wurde vorgezogen, das eben neu aufgekommene, breitfüßige System hier einzuführen. Das Eisengewicht dieses letzteren betrug pro laufenden Meter 61·2 *kg* bei einem Schienengewichte von 28·51 *kg* pro *m*.

Entschieden war durch die Einführung des breitfüßigen Schienensystems angesichts der vorgekommenen, jedoch keineswegs dem System zuzuschreibenden, zahlreichen Schienen- und Stuhlbrüche bei dem bestandenen und nunmehr geopferten Systeme ein Vortheil gewonnen, der aber nach vorliegenden Erfahrungen durch die Vervollkommnung des letzteren ebenfalls erreicht worden wäre.

Doch auch der neue, breitfüßige Oberbau erwies sich bald nach seiner ersten Verwendung als einer Vervollkommnung bedürftig; insbesondere musste derselbe bei Einführung der Semering-Locomotive nach Engerth's System (1855 und 1856) welche ein Dienstgewicht von 55 Tonnen und einen Raddruck von 5·95 Tonnen hatte, entsprechend verstärkt werden. Diese Verstärkung ergab bei einem Schienengewichte von 35·39 *kg* pro Current-Meter ein Gleise-Eisengewicht von 77·66 *kg* pro Meter.

Seitdem sind nun eine ganze weitere Reihe von Verstärkungen des breitfüßigen Oberbausystems in Österreich vorgenommen worden, und auf welchem Punkte man hierin bereits angelangt ist, darüber gibt das auf Seite 151 gesagte Auskunft. Dass an die Vervollkommnung des ursprünglichen Stuhloberbaues hiebei nicht mehr gedacht wurde, mag der Neuheit des breitfüßigen Systems, und wie dies bei solchen Vorkommnissen oft zu geschehen pflegt, dem Drange nach besonderen Fortschritten zugeschrieben werden, deren Eintritt unter gewissen Annahmen und Voraussetzungen zwar als sicher hingestellt wird, die aber, wie bei so vielen technischen Aufgaben nicht immer erreicht werden; ferner mag auch der Umstand mitgewirkt haben, dass das neu eingeführte, breitfüßige Schienensystem in seiner den da-

1				20	21	22	23	24	25	26	27	28
Land	Post- oder Typen-Nr.	Bahnv…	…nenbefestigung …en	am Schienenstoß	Festigkeit des Materiales pr. cm^2	Elasticitätsgrenze	Inanspruchnahme des Schienenfußes pr. cm^2 in *kg* durch Verticalkräfte bei 60 *km*	Sicherheitsgrad	bei 80 *km*	Sicherheitsgrad	durch Querkräfte	Sicherheitsgrad
					kg		Geschwindigkeit					
Belgien	21	Belgische	…3 loch. keine	Winkel L. à 730 *mm*. Die Schenkel ruhen auf den Stoßschwellen auf u. sind mit Tyrefonds befestigt. Gewicht pr. Paar 25 *kg*. — 4 Bolzen	6000 u. 7000	4000 u. 5000	457.1	9.8 fach	503.4	8.9 fach	1000	4.5 fach
Frankreich	22	Est- (Ost…	…frühere Anwendung …rhaupt verstärkt		5500 6000	3600 4000	595.6	6.3	655.9	5.7	1526	2.4
	23	Nordbahn	dto.		7000 7500	5000 5500	599.7	8.7	660.5	7.9	1555	3.3
	24	Paris-Ly… Bahn	dto.		dto.	dto.	578.9	9.0	637.7	8.2	1240	4.2
	25	Paris-Orl…	…efläche. …enholz an den	Laschen mit nach unten verlängertem Schenkel 19 *kg* pr. Paar	7500 8000	5500 6000	847.7	6.7	933.5	6.1	1001	5.7
	26	Midi (Sü…	…ür nor- 14.5 *kg* …eleise; …s. Keil …ahn	———	8000 8500	6000 6500	869.6	7.1	957.6	6.5	1152	5.4
	27	Ouest- (…		Winkellaschen mit einem unter die Schiene reichenden Schenkel. 17 *kg* pr. Paar.	7000 7500	5000 5500	772.7	6.8	850.9	6.1	954	5.5
Schweiz	28	Gotthard…	…2 Ans. …igel.	I. u. A. W. L à 600 *mm*, Laschenbolzen mit Fix. Ringen	6000	4000	599.1	6.6	659.8	6.0	1310	2.0
		dto.		———	dto.	dto.	543.9	7.3	599.0	6.6	—	—
	29	Jura-Sim…	…1 Ans., …chteck- …ennägel	Winkellaschen à 700 *mm* lg. 4 Bolzen mit Schneckenfederringen	dto.	dto.	761.4	5.2	838.5	4.7	—	—
Deutschland	30	Deutsche… Oberba…	…180 *mm*. …hienen-	Winkellaschen m. nach unten verlängertem Schenkel. Bolzen mit Fix. Ringen	Minimum 5000 *kg*.	Minimum 3600 *kg*.	829.3	4.3	913.4	3.9	2101	1.9
	31	Berliner …	…hienen-	Brückenstoss			708.8	5.1	780.6	4.6	1653	2.1
	32	Sächsisch…	…r Seite. Außen	Winkellaschen à 90 *cm* lg. 17.94 *kg*, resp. 16.37 *kg* pro Stück, 6 Bolzen m. Ringen			578.0	6.2	636.5	5.6	1310	2.7
Österr.-Ungarn	33	Österr. S…	…Platten …chwelle …festigt	I. W. L. = 550 *mm*; A. W. L = 600 *mm* 4 Bolzen m. Fix. Ringen.			793.5	4.5	873.9	4.1	1698	2.1
	34	dto.	…135/204 …e, 2 St. …ennägel und 1	A. W. Lasche mit oberem Ansatz u. gewöhnl. I. W. L. à 550 *mm* lg., 4 Bolzen m. Fix. Ringen.			642.6	5.6	707.7	5.1	—	—
	35	Kaiser F… Nordba…	…gt	—			778.2	4.6	856.9	4.2	1852	1.9
England	36	Midlandb…	…stigung …al ver- …ölzerne	Die Laschen umfassen den Schienenfuß; 460 *mm* lg.	6000 6500	4000 4500	752.8	5.6	829.0	5.1	1136	3.7
	37	L.-North…	…f den …m gal- …agel u. …gel be- …*kg*.	Laschen für schwebenden Stoß = 600 *mm* lg.	5000 6000	—	—	—	—	—	—	—

...sbedingnisse.

Bahn-...erwaltung	Schienengewicht pro laufd. Met.	Belastungsproben I: Stützweite	I: Last	I: Probedauer	I: Max. bleibende Einbiegung	II: Last	II: Probedauer	II: Max. bleibende Einbiegung	Weitere Bedingungen	Schlagprobe: Stützweite	Fallgewicht	Fallhöhe	Zulässige Einbiegung ohne Bruch und sonstiges	Sonstige Bestimmungen
	kg	*m*	*t*	Min.	*mm*	*t*	Min.	*mm*		*m*	*t*	*m*	*mm*	
...anzösische Südbahn	37.6	1.1	25	5	0	35	5	9	dann bis Bruch	1.1	0.3	2.4	Max. 12	
		„	17	„	„	30	—	25		„	„	2.25	„ 22.5	
...oppelkopf-...schienen)		—	—	—	—	—	—	—	—	1.07	0.8	1.85	Bei einem Schlag-Maxim. 25 *mm*	Schiene darf unter drei Schlägen nicht brechen
...anzösische ...taatsbahn	38	—	—	—	—	—	—	—	—	1.05	1.0	2.5 bis 4.6		Schiene darf unter drei Schlägen nicht brechen
...oppelkopf-...schienen)														Schiene darf unter zwei Schlägen nicht brechen
...leansbahn	38.2	1.05	20	30	3	—	—	—	—	1.05	1.0	3.66	Max. 75	
...oppelkopf-...schienen)		—	—	—	—	—	—	—	—	0.91	1.0	4.27	1 Schlag 54 2 „ 90	Gehärtet muss Mat. für Schmiede-werkzeuge u. Kaltscheeren geeignet sein
...oppelkopf-...chienen)	44									Schiene umgekehrt und geschlagen darf nicht brechen				
...anzösische ...estbahn		—	—	—	—	—	—	—	—	1.7	0.5	3.5	nach 3ten Schlag 28 *mm*	
...ignolsch.)	30	—	—	—	—	—	—	—	—	0.91	1.0	6.1	ohne Bruch	
...nzösische ...ordbahn	43.2 37.1 35.36	—	—	—	—	—	—	—	—	0.91	0.81	1.5	Max. 25 *mm*	Schiene darf nach zwei Schlägen nicht brechen
...gnolsch.)	30.0													
		1.1	22	5	0	Bei Einbiegung auf 75 *m* Rad. darf Schiene nicht Schaden leiden				1.1	0.5	4.0		Gehärtet muss Material die entsprechende Farbe haben und darf von der Feile nur schwach angegriffen werden
...is-Lyon-...telmeer-Bahn	34.2 38.85	1.1	35	5	0	dto. bei 100 *m* Rad.				1.1	0.7	4.0		
...gnolsch.)	47.0	1.1	22	5	0	Wie vor				1.1	0.5	4.0		

gsbedingnisse.

Bahn-verwaltung	
Spanische Nordbahn (Vignolsch.)	Außer diesen 24 hier angeführten Schienen-Lieferbedingnissen besteht h große Zahl solcher Bedingnisse, welche zwar in ihren Grund- einstimmen; jedoch in den Grenzen, welche für die einzelnen Material- sind — wie auch schon die hier angeführten — fast durchwegs ichen, so dass füglich gesagt werden kann, es bestehen so viele ver- ngnisse, als Bahnverwaltungen.
Schweizer. st- u. Simplon-Bahn (Vignolsch.)	ise lässt sich in letzter Zeit eine auf eine Unificierung der Lieferungs- ende Bewegung wahrnehmen, welche wenn selbe weiter fortschreitet, n Interesse bestens begrüßt werden darf. hritt dürfen die von den Schweizerischen Bahnverwaltungen aufge- ingnisse bezeichnet werden, umsomehr als selbe sonst noch manche besserung aufweisen. ischen Eisenbahnen haben im Jahre 1891 neben neuen allgemeinen besondere „Technische Vorschriften für die Lieferung von Eisenbahn- ahl" aufgestellt. enthalten nun gegen die sonst in den „besonderen Bedingnissen" timmungen nachstehende Abweichungen:
Gotthard-Bahn (Vignolsch.)	**ial.** Das Verfahren bei der Herstellung des zu den Schienen zu ver- Flusstahls bleibt dem Lieferanten überlassen, muss aber in der enannt werden.
Holländische Eisenbahn (Vignolsch.)	. Dieselben werden auf einem geaichten Schlagwerke bei 1·0 *m* Frei- nommen. Bei Schienen, deren Trägheitsmoment 1000 cm^4 beträgt, inem Schlage von 3000 Kilogramm-Meter begonnen und mit Schlä- 200 *kg/m*, so lange fortgefahren, bis eine Durchbiegung von 100 *mm* . Hiebei darf die Schiene weder brechen noch Risse zeigen. chienen mit anderen Trägheitsmomenten sollen die Fallmomente pro- nit dem Trägheitsmomente bemessen werden. emperatur bei den Proben soll nicht unter + 10° C. betragen.
Niederländische Staatsbahn (Vignolsch.)	**a.** Zu Zerreißproben sind Flachstäbe von mindestens 3 cm^2 Quer- t aus der Lauffläche der Versuchsschiene herauszuarbeiten. Zerreißfestigkeit soll mindestens 5·5 *t* pro cm^2 betragen, und das us der Zerreißfestigkeit und der Dehnung in % (200 *mm* Marken-) muss die Zahl 90 erreichen.
Schwedische Staatsbahnen (Vignolsch.)	**roben.** Die Beimengungen des Flusstahles an Schwefel und Phosphor ht mehr als je 0·1%, an Silicium höchstens 0·3% betragen. Ueber desselben an Kohlenstoff und Mangan hat sich der Lieferant aus-
Preußische Staatsbahnen (Vignolsch.)	g des Fallmomentes bei den Schlagproben, statt der bisher üblichen lgewichtes und der Fallhöhe, ferner die Einführung der neuen Qua- m Producte aus der Zerreißfestigkeit und dem Dehnungsprocent, her angenommenen Summe der Zerreißfestigkeit und Contraction, verte, dem gegenwärtigen Stande der Forschungen Rechnung tragende Lieferbestimmungen. Auch entspricht die Art und Weise, in wel- Proben zur Einführung kommen, den bisherigen Erfahrungen, in- ben lediglich auf die Feststellung der Maxima schädlicher Beimen- n. Selbstverständlich bleibt es weiteren Beobachtungen überlassen, rierten Percente an fremden Beimengungen die gewünschte Material-
Österr. Staatsbahnen (Vignolsch.)	
Anmerkung.	

nittlicher Schienenverlust.

00 Tonnenkilometer beträgt in Meter:

Ne	albmesser von								Ohne Rücksicht auf Bahnkrümmungen		
	300 *m*		299 *m* bis 200 *m*			199 *m* und weniger					
	zweiglei-r Bahn		In eingleisiger Bahn	In zweigleisiger Bahn		In eingleisiger Bahn	In zweigleisiger Bahn		In eingleisiger Bahn	In zweigleisiger Bahn	
	r	im Gefälle		in der Steigung	im Gefälle		in der Steigung	im Gefälle		in der Steigung	im Gefälle
∞ bis	0		—	—		—	—		0.89	1.36	
(0	0		—	—		—	—		0.42	0.98	
333⅓	—		—	—	—	—	—	—	0.51	0	1.22
(3 bi	—		—	—	—	—	—	—	0.31	0	0.72
250 bi	—		—	—	—	—	—	—	0	0.61	0.68
(4 bis	—		—	—	—	—	—	—	0	0.33	0 68
200 bi	—		—	—	—	—	—	—	1.88	0.83	10.74
(5 bis	—		—	—	—	—	—	—	1.65	0.56	9.70
133⅓	—		—	0	0.168	—	—	—	3.08	5.32	1.08
(7·5 bi	—		—	0	0.168	—	—	—	2.52	5.32	0.89
100 bi	77	0	8.671	—	—	—	—	—	2.16	0.78	2.20
10 bis	21	—		—	—	—	—	—	1.20	0.71	2.10
66⅔		0	52.274	—	—	—	—	—	19.63	0.37	0.55
15 bis		0		—	—	—	—	—	10.76	0.37	0.55
50 bis		0	41.776	—	0	0	19.927	0	15.90	11.65	0
0 bis		0	21.212	—	0	0	18.387	0	7.35	10.29	0
40 un	92	5.796	0.366	13.912	28.479	—	—	—	0.29	8.76	13.77
5‰ u	73	5.796	0.068	10.874	24.085	—	—	—	0.12	7.07	12.82
rchsc	3	2.19	28.12	8.30	8.47	0	19.93	0	3.24	1.78	3.08
	2	2.19	13.66	6.50	7.18	0	18.39	0	1.84	1.38	2.58

0.045 Stück Schienen gebrochen.

nittlicher Schienenverlust.

00 Tonnenkilometer beträgt in Meter:

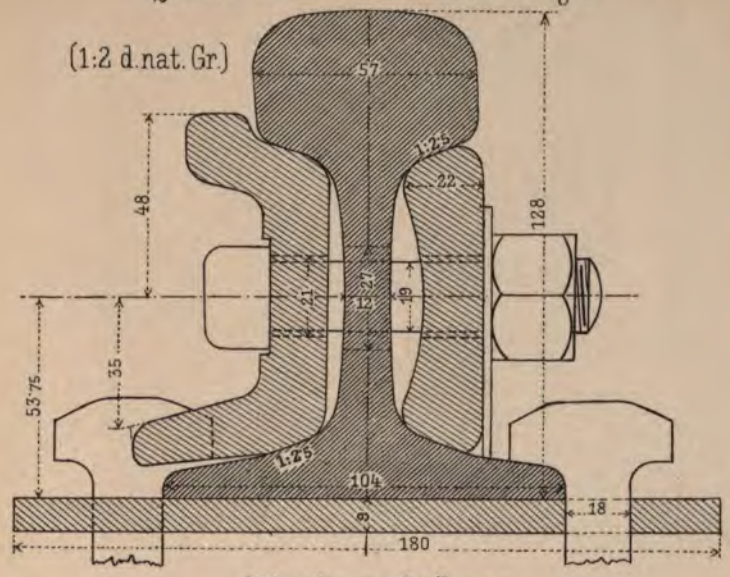
	albmesser von									
	300 *m*		299 *m* bis 200 *m*			199 *m* und weniger			Ohne Rücksicht auf Bahnkrümmungen	
N	zweiglei-er Bahn		In eingleisiger Bahn	In zweigleisiger Bahn		In eingleisiger Bahn	In zweigleisiger Bahn		In eingleisiger Bahn	In zweigleisiger Bahn
	r g	im Gefälle		in der Steigung	im Gefälle		in der Steigung	im Gefälle		in der Steigung	im Gefälle
1 : ∞ bis	0		—	—		—	—		0.89	1.36	
(0	0		—	—		—	—		0.42	0.98	
1 : 333 1/3	—	—	—	—	—	—	—	—	0.51	0	1.22
(3 bi	—	—	—	—	—	—	—	—	0.31	0	0.72
1 : 250 bi	—	—	—	—	—	—	—	—	0	0.61	0.68
(4 bis	—	—	—	—	—	—	—	—	0	0.33	0 68
1 : 200 bi	—	—	—	—	—	—	—	—	1.88	0.83	10.74
(5 bis	—	—	—	—	—	—	—	—	1.65	0.56	9.70
1 : 133 1/3	—	—	0	0.168	—	—	—	—	3.08	5.32	1.08
(7.5 bi	—	—	0	0.168	—	—	—	—	2.52	5.32	0.89
1 : 100 bi 7	0	8.671	—	—	—	—	—	—	2.16	0.78	2.20
(10 bis 21	—		—	—	—	—	—	—	1.20	0.71	2.10
1 : 66 2/3	0	52.274	—	—	—	—	—	—	19.63	0.37	0.55
(15 bis	0		—	—	—	—	—	—	10.76	0.37	0.55
1 : 50 bis	0	41.776	—	0	0	19.927	0		15.93	11.65	0
(20 bis	0	21.212	—	0	0	18.387	0		7.25	10.29	0
1 : 40 un 92	5.796	0.366	13.912	28.479	—	—	—		0.29	8.76	13.77
(25‰ u 73	5.796	0.068	10.874	24.085	—	—	—		0.12	7.07	12.82
Durchsc 3	2.19	28.12	8.30	8.47	0	19.93	0		3.24	1.78	3.03
2	2.19	13.66	6.50	7.18	0	18.39	0		1.84	1.38	2.58

0.045 *Stück* Schienen gebrochen.

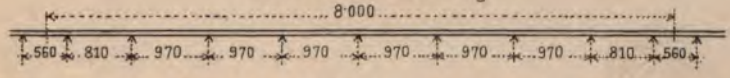
KÖNIGL. UNGAR. STAATSEISENBAHNEN. Tafel VI

Querschnitt am Schwellenauflager.

(1:2 d. nat. Gr.)



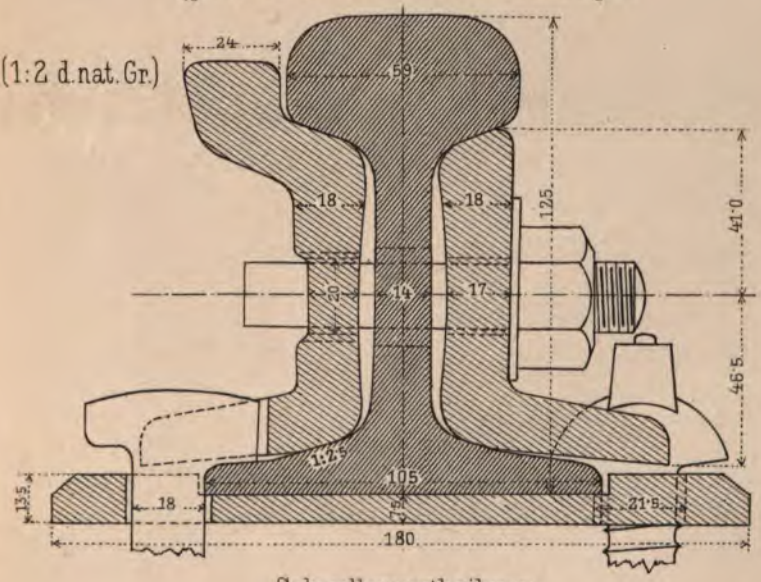
Schwellenvertheilung.



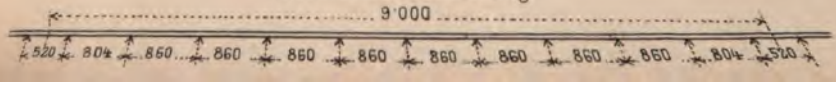
ÖSTERR.-UNGAR. STAATSEISENBAHN-GESELLSCHAFT.

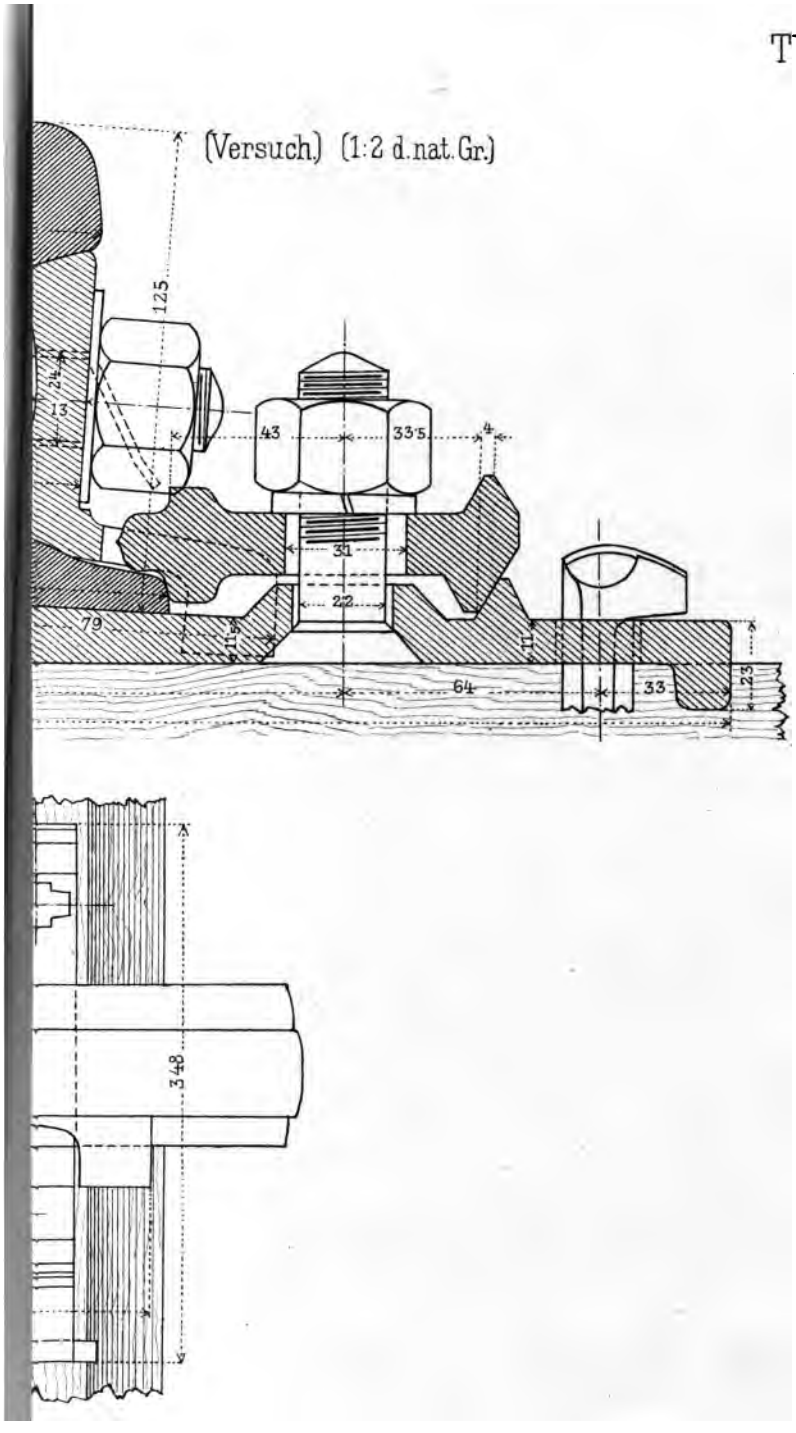
Querschnitt am Schwellenauflager.

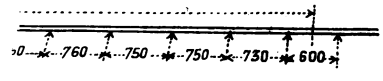
(1:2 d. nat. Gr.)



Schwellenvertheilung



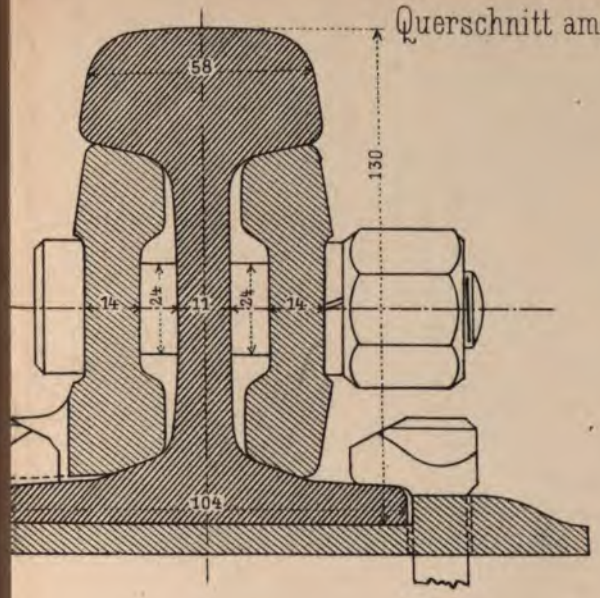




Aut. u. Druck v. Chr. Höller, Wien.

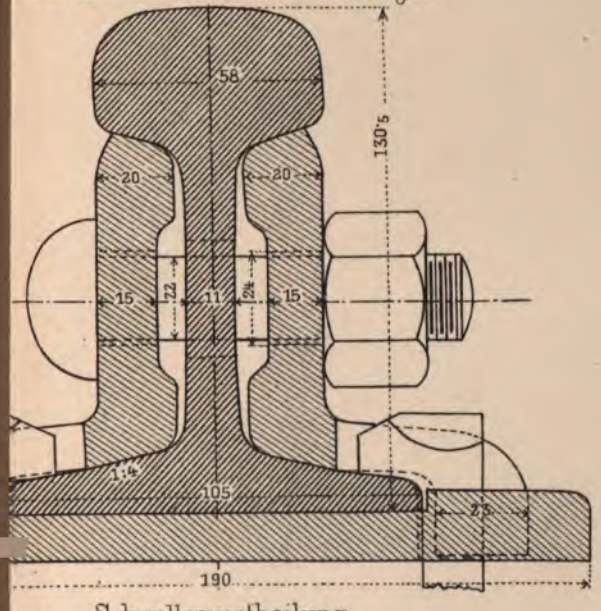
RTEMBERGISCHE STAATSBAHNEN.

Querschnitt am Schwellenauflager.

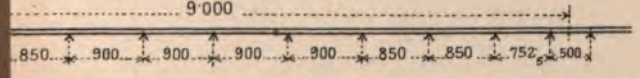


YERISCHE STAATSEISENBAHNEN.

ierschnitt am Schwellenauflager.



Schwellenvertheilung.

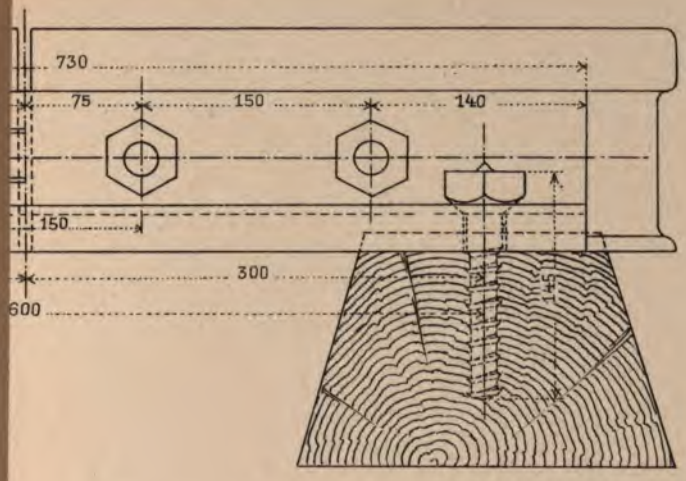


Aut. u. Druck v. Chr. Hüller. Wien.

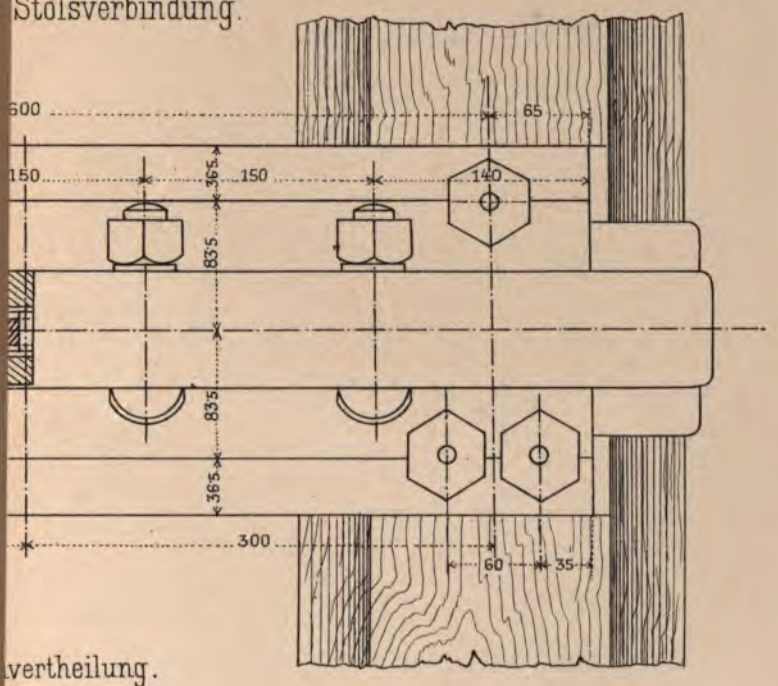
Th

Tafel XI.

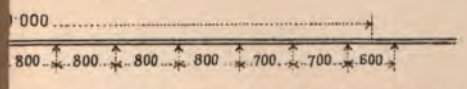
Stofsverbindung.



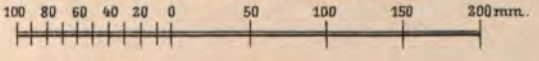
Stofsverbindung.



vertheilung.



Mafsstab für die Ansicht und Grundrifs.



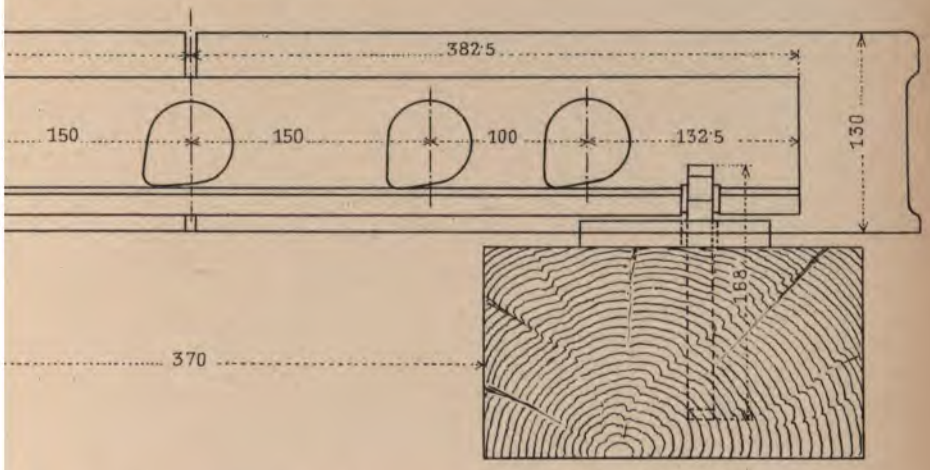
V.

Aut. u. Druck v. Chr. Köller, Wien.

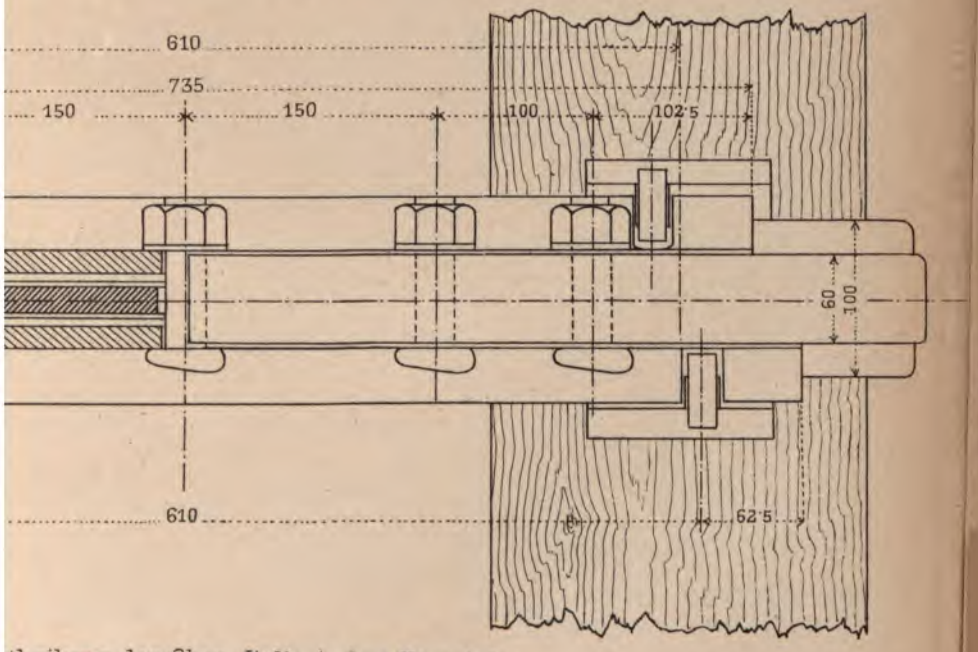
nsicht der Stofsverbindung.

(1:5 d.nat. Gr.)

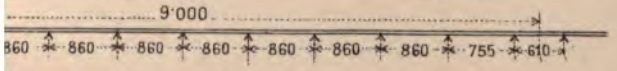
Ober-Jtalienische Eisenbahn.)



s der Stofsverbindung. (1:5 d.nat. Gr.)



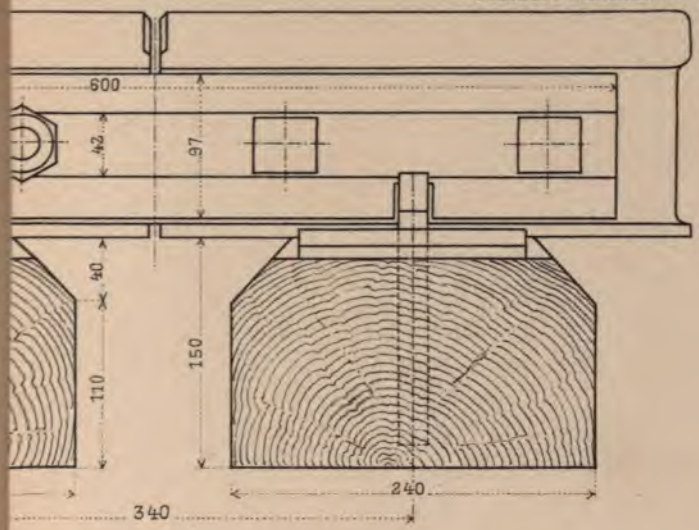
theilung der Ober-Jtalienischen Eisenbahn.



Aut. u. Druck v. Chr. Hüller, Wien.

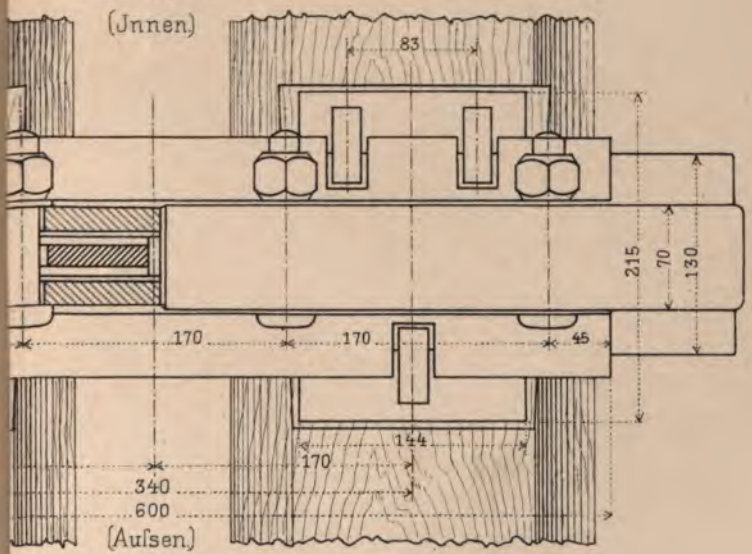
verbindung. (1:5 d. nat. Gr.)

Äufsere Ansicht.

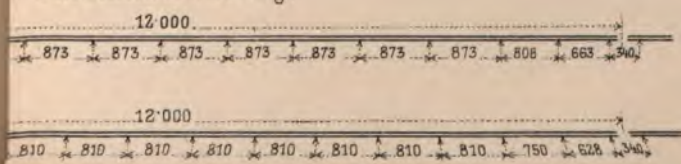


Grundrifs.

(Innen.)

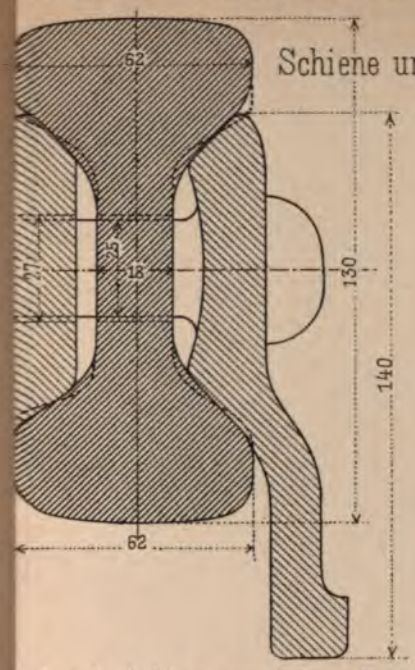


Schwellenvertheilung.



Art. u. Druck v. Chr. Belser

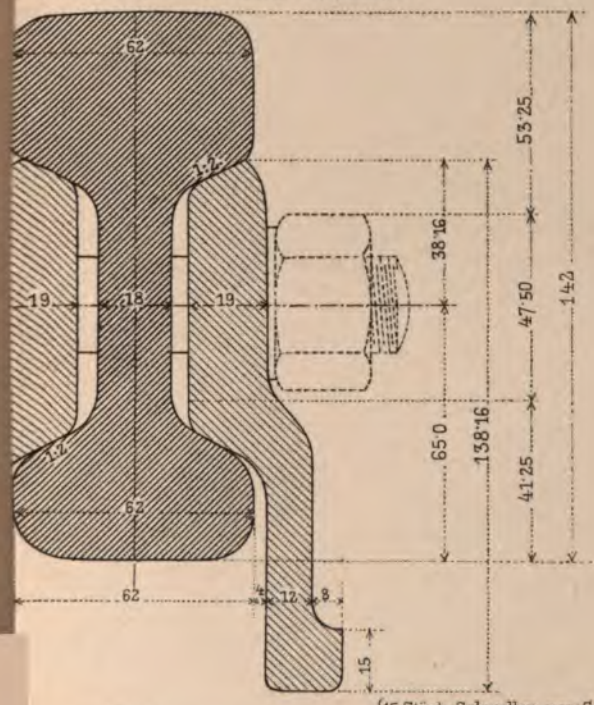
Schiene und Laschen.

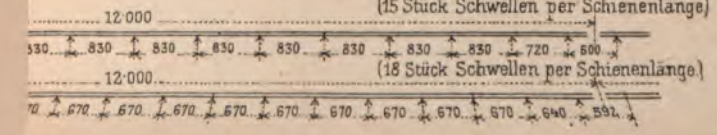


Anordnung einer gewöhnlichen und einer verstärkten Lasche.

---------- beabsichtigte Änderung des Schienenprofiles zum Zwecke einer geeigneteren Verlaschung.

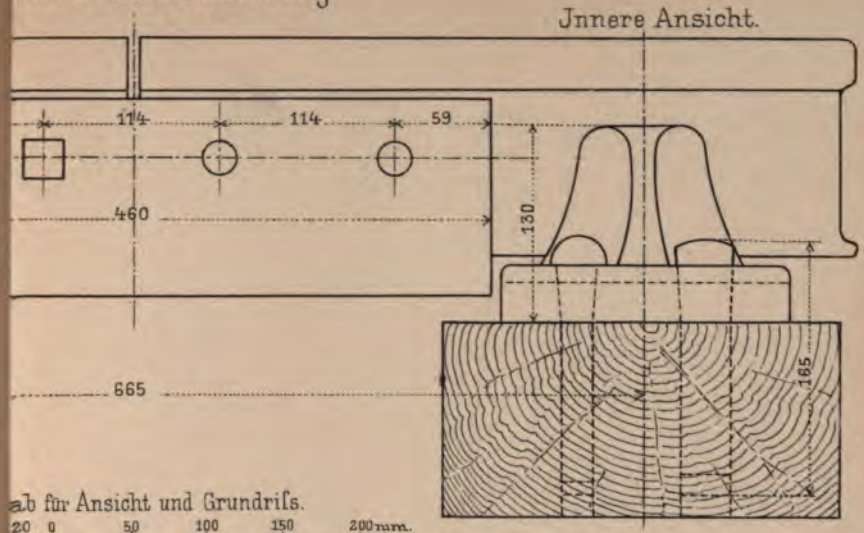
durch Schiene und Laschen.



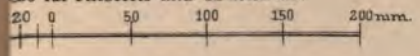


Ant. u. Druck v. Chr. Reiser, Wien.

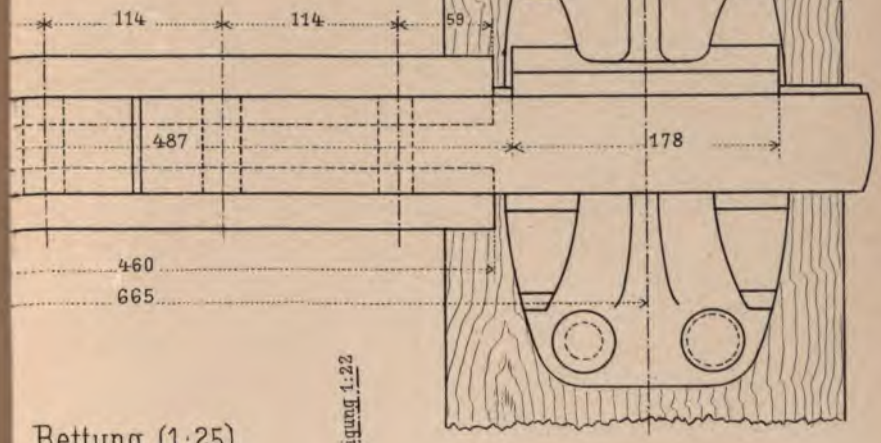
ht der Stofsverbindung.



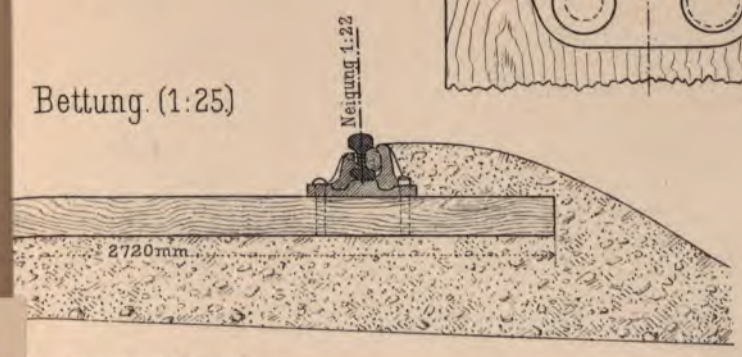
ab für Ansicht und Grundrifs.



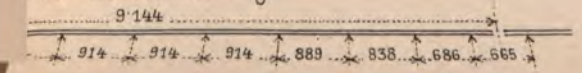
ifs der Stofsverbindung.



Bettung. (1:25.)



chwellenvertheilung



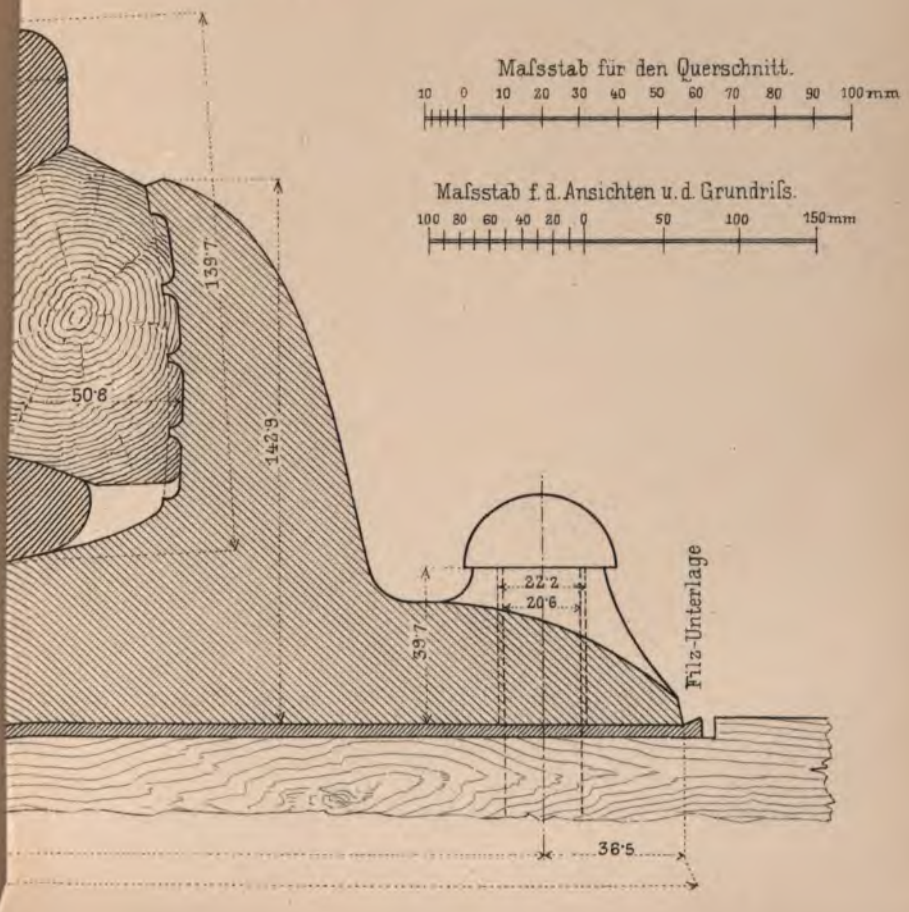
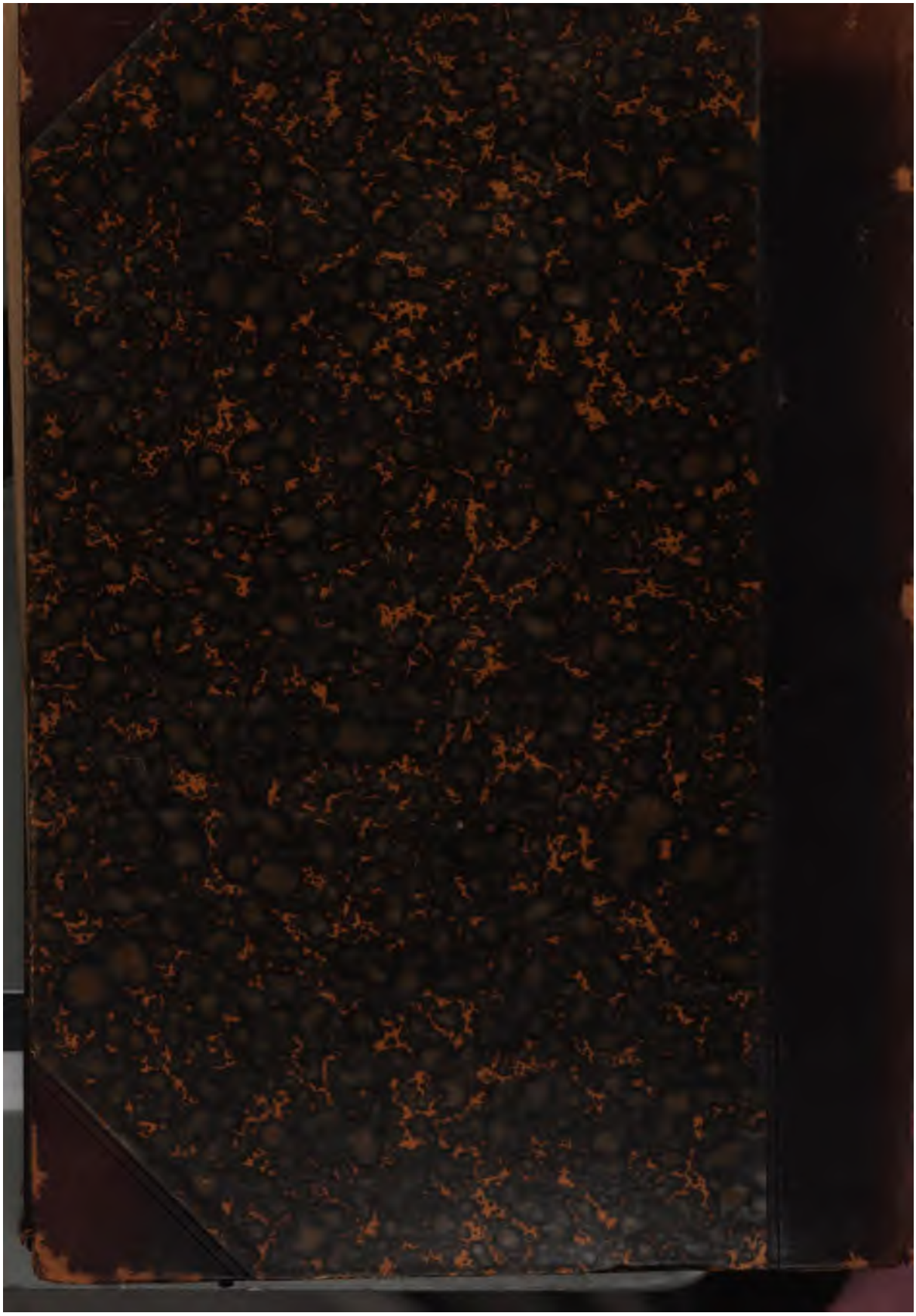
Art. u. Druck v. Chr. Hüller, W

Tafel XVI.

Schwellenvertheilung.

Die hölzernen Querschwellen der London- und Nordwestern-Eisenbahn sind von Mitte zu Mitte circa 36 Zoll engl.=914·4 Millimeter entfernt verlegt.

… und den Schienenstuhl.



TF 258 .S78
Theorie und Praxis des Eisenba
Stanford University Libraries
3 6105 041 653 978